

# **Análise comparativa das ações do tráfego rodoviário definidas em diversos regulamentos internacionais de pontes**

**RICARDO BELCHIOR DA SILVA PEREIRA**

Outubro de 2015

# **ANÁLISE COMPARATIVA DAS AÇÕES DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO DEFINIDAS EM DIVERSOS REGULAMENTOS INTERNACIONAIS DE PONTES**

**RICARDO BELCHIOR DA SILVA PEREIRA**

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

---

Orientação/Supervisão: Engenheiro José Lello (ISEP/CCAD)

OUTUBRO DE 2015



Aos meus pais, Maria e José,  
à memória do meu avô Samuel.

*“Só a arte é útil. Crenças, exércitos, impérios, atitudes – tudo isso passa. Só a arte fica, por isso só a  
arte se vê, porque dura”*

Fernando Pessoa





# ÍNDICE GERAL

|   |      |
|---|------|
| RESUMO .....  | vii  |
| ABSTRACT .....  | ix   |
| AGRADECIMENTOS .....  | xi   |
| ÍNDICE DE TEXTO .....   | xiii |
| ÍNDICE DE QUADROS .....   | xxv  |
| ABREVIATURAS .....  | xxix |
| 1 INTRODUÇÃO .....  | 1    |
| 2 ESTADO DA ARTE .....  | 7    |
| 3 PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM OS EFEITOS DAS AÇÕES DO TRÁFEGO<br>RODOVIÁRIO..... | 43   |
| 4 AÇÕES DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO DEFINIDAS NOS DIVERSOS REGULAMENTOS .....                 | 57   |
| 5 CASO DE ESTUDO.....   | 115  |
| 6 COMPARAÇÃO DOS EFEITOS PRODUZIDOS PELOS MODELOS DE SOBRECARGA<br>RODOVIÁRIA.....      | 119  |
| 7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....   | 169  |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....  | 173  |



# RESUMO

O presente trabalho pretende avaliar as diferenças de efeitos que os modelos de sobrecarga rodoviária de dez regulamentos (RSA, EC1-2, NBR, AASHTO, SATCC, CSA, IRC:6, SNiP, Manual de Hong Kong, NCP) provocam em pontes rodoviárias de pequeno a médio vão.

Numa primeira parte são cobertas questões relacionadas com os efeitos dinâmicos em pontes referenciando-se diversos estudos. Em seguida são apresentados os principais fatores que influenciam os efeitos das sobrecargas rodoviárias.

Os modelos de sobrecarga rodoviária, definidos nos diversos regulamentos, são descritos pormenorizadamente com o objetivo de clarificar e facilitar a sua aplicação. No que se refere à componente numérica do trabalho, a quantificação dos efeitos que cada modelo origina foi realizada através da modelação em elementos finitos de tabuleiros de comprimento variável entre 10 e 40 metros.

Longitudinalmente analisaram-se os valores máximos do momento fletor e do esforço transversal, e numa análise transversal estudaram-se os valores máximos de momentos flectores positivos e negativos originados em cada tabuleiro. No capítulo 7 é realizada uma análise comparativa dos efeitos causados pelos modelos de sobrecarga rodoviária definidos em cada regulamento tomando como referência os valores obtidos pelo RSA.

**Palavras-chave:** modelo de sobrecarga rodoviária; regulamentos de estruturas; ponte rodoviária; esforço máximo; tabuleiro; comparação de resultados.



# ABSTRACT

The present work intends to evaluate the differences between the effects produced by the roadway live load models prescribed in ten design codes (RSA, EC1-2, NBR, AASHTO, SATCC, CSA, IRC: 6, SNiP, Hong Kong Manual, NCP) on short to medium span road bridges.

The first part deals with the issues related with dynamic effects on bridges, referencing various studies. Then, the main factors influencing road traffic loads are presented.

The roadway live models defined in the various codes were described in detail in order to work it noticeable and easy to apply. In relation to the numerical component, several decks with a variable span length between 10 and 40 meters were modelled using finite elements models for the quantification of the effects.

Longitudinally the maximum values of bending moment and shear force were analyzed, and the maximum positive and negative bending moment originated in each deck were studied in a cross-sectional analysis. The results for each live load model, presented in the seventh chapter, were compared to the effects created by the Portuguese live load model.

**Keywords:** roadway live load model; structural regulations; road bridge; maximum effects; deck; comparison results.



## AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar um breve e, por isso, injusto agradecimento às seguintes pessoas. Ao professor José Lello, que sendo a força motriz deste trabalho, não colocou nenhum entrave às minhas deambulações intelectuais. Pelo contrário, sempre as acolheu, conseguindo extrair resultados de interessantíssima aplicabilidade. Ao professor Ricardo Pereira Santos, que sempre participou com entusiasmo, brilhantismo e dedicação nas várias atividades deste trabalho. Encontrou diversos regulamentos que permitiram a realização do presente trabalho. Por isso, ficar-lhe-ei para sempre reconhecido. Ao Engenheiro João Esteves e ao Engenheiro Miguel Carvalho da CCAD, uma ajuda importantíssima sem a qual este trabalho não teria sido possível. Ensinaram-me, com inúmeras sugestões e preciosos conselhos, a saber investigar e pela magnífica colaboração e frutuosa troca de opiniões.

A todos os meus amigos e colegas que, apesar de não terem contribuído diretamente para a realização deste trabalho, sempre me incentivaram e apoiaram para a sua conclusão. À Ana Luísa pelo seu eterno zelo; tanto dá, sem nada pedir em troca e por estar sempre pronta a ouvir, tornando esta tarefa bastante mais prazenteira. Finalmente, à minha família sem a qual nada disto faria sentido. Ao meu avô por todos ensinamentos e conselhos que me fizeram crescer e ser a pessoa que sou hoje. À minha mãe pela sua louvável determinação; o ser mais querido com o qual tive a oportunidade de ser educado.

Porto, Setembro de 2015

Ricardo Belchior da Silva Pereira





# ÍNDICE DE TEXTO

|  |             |
|--|-------------|
| <b>RESUMO.....</b>   | <b>VII</b>  |
| <b>ABSTRACT .....</b>  | <b>IX</b>   |
| <b>AGRADECIMENTOS .....</b>  | <b>XI</b>   |
| <b>ÍNDICE DE TEXTO .....</b>   | <b>XIII</b> |
| <b>ÍNDICE DE QUADROS .....</b>   | <b>XXV</b>  |
| <b>ABREVIATURAS .....</b>  | <b>XXIX</b> |
| <br>   |             |
| <b>1 INTRODUÇÃO .....</b>  | <b>1</b>    |
| 1.1 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA .....  | 1           |
| 1.2 CONTEXTUALIZAÇÃO .....   | 2           |
| 1.3 OBJETIVOS E METODOLOGIAS.....  | 4           |
| 1.4 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO .....   | 5           |
| <br>   |             |
| <b>2 ESTADO DA ARTE .....</b>  | <b>7</b>    |
| 2.1 BREVE HISTÓRIA DAS PONTES .....  | 7           |
| 2.2 EVOLUÇÃO DOS VEÍCULOS AUTOMÓVEIS .....   | 11          |
| 2.3 AÇÃO DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO – INVESTIGAÇÕES ANTERIORES .....                              | 13          |
| 2.3.1 Evolução dos modelos de sobrecargas rodoviárias .....                                  | 13          |
| 2.3.2 Efeitos dinâmicos em pontes rodoviárias.....   | 26          |
| 2.4 MEDIÇÃO DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO EM PONTES – TECNOLOGIA WEIGH-IN-MOTION..                   | 39          |
| <br>   |             |
| <b>3 PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM OS EFEITOS DAS AÇÕES DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO .....</b> | <b>43</b>   |
| 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....   | 43          |
| 3.2 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA .....   | 44          |

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| 3.2.1    | Caraterização dinâmica de pontes .....   | 45        |
| 3.3      | FORÇAS DE FRENAGEM E DE ACELERAÇÃO .....   | 49        |
| 3.4      | VÃO DA PONTE.....  | 50        |
| 3.5      | RIGIDEZ E MASSA DA PONTE .....   | 50        |
| 3.6      | NÚMERO DE VIAS .....   | 51        |
| 3.7      | PESO BRUTO DOS VEÍCULOS .....  | 51        |
| 3.8      | NÚMERO E PESO POR EIXO E DISTÂNCIA ENTRE EIXOS .....                               | 52        |
| 3.9      | COMPOSIÇÃO DO TRÁFEGO .....  | 53        |
| 3.10     | INTENSIDADE DO TRÁFEGO.....  | 54        |
| 3.11     | POSSIBILIDADE DE CRESCIMENTO FUTURO .....  | 55        |
| 3.12     | SITUAÇÃO DE TRÁFEGO .....  | 55        |
| 3.13     | VELOCIDADE DE CIRCULAÇÃO .....   | 55        |
| 3.14     | MÚLTIPLA PRESENÇA DE VEÍCULOS .....  | 56        |
| 3.15     | CONSIDERAÇÕES FINAIS .....   | 56        |
| <b>4</b> | <b>AÇÕES DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO DEFINIDAS NOS DIVERSOS</b>                          |           |
|          | <b>REGULAMENTOS .....</b>  | <b>57</b> |
| 4.1      | NOTA INTRODUTÓRIA.....   | 57        |
| 4.2      | REGULAMENTO DE SEGURANÇA E AÇÕES PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS E PONTES<br>(RSA) 58 |           |
| 4.2.1    | Modelo de sobrecarga rodoviária .....  | 58        |
| 4.2.2    | Efeitos de amplificação dinâmica.....  | 60        |
| 4.2.3    | Força de frenagem.....   | 60        |
| 4.2.4    | Sobrecarga nos passeios .....  | 60        |
| 4.3      | EN 1991-2:2003 - <i>TRAFFIC LOADS ON BRIDGES</i> (EUROCÓDIGO 1 – PARTE 2).....     | 61        |
| 4.3.1    | Modelo de sobrecarga rodoviária .....  | 61        |
| 4.3.2    | Efeitos de amplificação dinâmica.....  | 69        |
| 4.3.3    | Força de frenagem.....   | 69        |
| 4.3.4    | Sobrecarga nos Passeios .....  | 70        |
| 4.4      | NBR 7187 E NBR 7188 (NORMAS BRASILEIRAS) .....                                     | 71        |
| 4.4.1    | Modelo de sobrecarga rodoviária .....  | 71        |
| 4.4.2    | Efeitos de amplificação dinâmica.....  | 73        |
| 4.4.3    | Força de frenagem.....   | 73        |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 4.4.4 | Sobrecarga nos passeios.....   | 73  |
| 4.5   | <i>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) LFRD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (NORMA NORTE-AMERICANA)</i> ..... | 74  |
| 4.5.1 | Modelo de sobrecarga rodoviária.....   | 74  |
| 4.5.2 | Efeitos de amplificação dinâmica .....   | 77  |
| 4.5.3 | Múltipla presença.....   | 77  |
| 4.5.4 | Força de frenagem.....   | 78  |
| 4.5.5 | Sobrecarga nos passeios.....   | 78  |
| 4.6   | <i>CODE OF PRACTICE FOR THE DESIGN OF ROAD BRIDGES AND CULVERTS – SATCC (REGULAMENTO SUL-AFRICANO)</i> .....                                       | 79  |
| 4.6.1 | Modelo de sobrecarga rodoviária.....   | 79  |
| 4.6.2 | Efeitos de amplificação dinâmica .....   | 83  |
| 4.6.3 | Força de frenagem.....   | 84  |
| 4.6.4 | Sobrecarga nos passeios.....   | 84  |
| 4.7   | <i>CANADIAN HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE – CAN/CSA-S6-06 (REGULAMENTO CANADIANO)</i> .....   | 85  |
| 4.7.1 | Modelo de sobrecarga rodoviária.....   | 85  |
| 4.7.2 | Múltipla presença.....   | 87  |
| 4.7.3 | Efeitos de amplificação dinâmica .....   | 87  |
| 4.7.4 | Força de frenagem.....   | 88  |
| 4.7.5 | Sobrecarga nos Passeios .....  | 88  |
| 4.8   | <i>NATIONAL CODES &amp; STANDARDS OF RUSSIA – BRIDGES AND CULVERTS – SNIP 2.05.03-84 (REGULAMENTO RUSSO)</i> .....                                 | 89  |
| 4.8.1 | Modelo de sobrecarga rodoviária.....   | 89  |
| 4.8.2 | Múltipla presença.....   | 90  |
| 4.8.3 | Efeitos de amplificação dinâmica .....   | 90  |
| 4.8.4 | Força de frenagem.....   | 91  |
| 4.8.5 | Sobrecarga nos passeios.....   | 91  |
| 4.9   | <i>STANDARD SPECIFICATIONS AND CODE OF PRACTICE FOR ROAD BRIDGES – IRC:6-2010 (REGULAMENTO INDIANO)</i> .....                                      | 92  |
| 4.9.1 | Modelo de sobrecarga rodoviária.....   | 92  |
| 4.9.2 | Combinação dos modelos de sobrecarga rodoviária .....  | 96  |
| 4.9.3 | Múltipla presença.....   | 101 |
| 4.9.4 | Efeitos de amplificação dinâmica .....   | 102 |
| 4.9.5 | Força de Frenagem.....   | 103 |
| 4.9.6 | Sobrecarga nos passeios.....   | 103 |

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| 4.10     | <i>STRUCTURES DESIGN MANUAL FOR HIGHWAYS AND RAILWAYS - 2013 EDITION</i> (MANUAL TÉCNICO DE DIMENSIONAMENTO DE HONG KONG)..... | 104        |
| 4.10.1   | Modelo de sobrecarga rodoviária.....   | 104        |
| 4.10.2   | Efeitos de amplificação dinâmica .....   | 107        |
| 4.10.3   | Força de frenagem .....  | 108        |
| 4.10.4   | Sobrecarga nos passeios.....   | 108        |
| 4.11     | <i>CODIGO COLOMBIANO DE DISEÑO DE PUENTES – NCP-2014</i> (NORMA COLOMBIANA) .....  | 109        |
| 4.11.1   | Modelo de sobrecarga rodoviária.....   | 109        |
| 4.11.2   | Efeitos de amplificação dinâmica .....   | 111        |
| 4.11.3   | Múltipla presença.....   | 112        |
| 4.11.4   | Força de frenagem .....  | 112        |
| 4.11.5   | Sobrecarga nos passeios.....   | 112        |
| 4.12     | CONSIDERAÇÕES FINAIS .....   | 113        |
| <b>5</b> | <b>CASO DE ESTUDO .....</b>  | <b>115</b> |
| 5.1      | APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO .....   | 115        |
| 5.2      | DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS A ADOTAR EM CADA REGULAMENTO .....  | 117        |
| <b>6</b> | <b>COMPARAÇÃO DOS EFEITOS PRODUZIDOS PELOS MODELOS DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA.....</b>   | <b>119</b> |
| 6.1      | CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....   | 119        |
| 6.2      | ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....   | 120        |
| 6.2.1    | Análise longitudinal .....   | 120        |
| 6.2.2    | Análise transversal .....  | 137        |
| 6.3      | INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE VÃO .....   | 155        |
| 6.3.1    | Generalidades.....   | 155        |
| 6.3.2    | Análise longitudinal .....   | 155        |
| 6.3.3    | Análise transversal .....  | 161        |
| <b>7</b> | <b>CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>   | <b>169</b> |
| 7.1      | CONCLUSÕES .....   | 169        |
| 7.2      | DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....   | 171        |
|          | <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>  | <b>173</b> |

# ÍNDICE DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1.1 – Logótipo da empresa onde decorreu o estágio curricular. ....  | 1  |
| Figura 1.2 – Ponte da Arrábida, Porto.....   | 2  |
| Figura 2.1 – Ponte da Caravana, Turquia.....   | 7  |
| Figura 2.2 – Ponte Sant’Angelo em Roma, Itália.....  | 8  |
| Figura 2.3 – Ponte Avignon, França. ....   | 8  |
| Figura 2.4 – Ponte do Prado, Portugal. ....  | 9  |
| Figura 2.5 – Ponte Ironbridge, Inglaterra. ....  | 9  |
| Figura 2.6 – Ponte de Luzancy, França.....   | 10 |
| Figura 2.7 – Projeto da ponte Sheikh Rashid Bin Saeed, Emirados Árabes Unidos.....   | 10 |
| Figura 2.8 – Automóvel Daimler de 1886.....  | 11 |
| Figura 2.9 – Primeiro automóvel a ser produzido em série - Ford T. ....  | 11 |
| Figura 2.10 – Modelo de sobrecarga rodoviária para pontes da Classe 60 (O’Connor et al, 2000).....   | 14 |
| Figura 2.11 – Modelos de veículos considerados em Itália para tráfego civil (O’Connor et al, 2000). ....   | 14 |
| Figura 2.12 - Modelos de veículos considerados em Itália para tráfego militar (O’Connor et al, 2000).<br>.....   | 15 |
| Figura 2.13 – Modelo de carga 1 (SIA 160,1989).....  | 15 |
| Figura 2.14 - Panorama geral da utilização dos Eurocódigos estruturais nos países da Europa, em<br>setembro de 2010 (Pinto, 2010 apud Cruz, 2014).....             | 17 |
| Figura 2.15 – Modelos de carga definidos na ENV 1991-3 (1995). ....  | 18 |
| Figura 2.16 - Esquema do veículo classe 36 e da distribuição das sobrecargas rodoviárias no tabuleiro.<br>(NB-6, 1960). ....                                       | 19 |
| Figura 2.17 – Camião HS20-44 previsto na norma AASHO (O’Connor et al, 2000).....   | 20 |
| Figura 2.18 – Caraterísticas do camião tipo (HS20-44) (AASHTO, 1994). ....   | 20 |
| Figura 2.19 – Modelo de sobrecarga rodoviária previsto pelo OHBD 1979: a) OHBD <i>Truck</i> , 1979; b)<br>OHBD <i>Lane Load</i> , 1979 (O’Connor et al, 2000)..... | 21 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 2.20 – OHBD <i>Truck</i> , 1991 (O’Connor et al, 2000).....  | 22 |
| Figura 2.21 – Modelo canadiano CS-W (O’Connor et al, 2000).....   | 22 |
| Figura 2.22 – Modelo de sobrecarga rodoviária definido na CAN/CSA-S6-00: a) Camião tipo CL-W; b) Carga de via CL-W (CAN/CSA-S6-00 (2000)) .....   | 23 |
| Figura 2.23 – Camião Australiano T44 (O’Connor et al, 2000).....  | 24 |
| Figura 2.24 – Modelo M1600 Moving Traffic Load (O’Connor et al, 2000). ....   | 25 |
| Figura 2.25 – Segundo modelo proposto por Heywood e Ellis.....  | 25 |
| Figura 2.26 – Corte longitudinal da Ponte Deibüel com a localização dos defletómetros (Cantieni, 1988 apud Calçada, 2001). ....   | 30 |
| Figura 2.27 – Amplificação dinâmica relativa ao deslocamento vertical do tabuleiro medido pelo transdutor WG22 (Cantieni, 1992 apud Calçada, 2001).....   | 31 |
| Figura 2.28 – Modelos dinâmicos e repartição do peso bruto de camiões. ....   | 32 |
| Figura 2.29 – Veículo de teste NRC.....   | 34 |
| Figura 2.30 – Vistas inferiores do veículo de teste NRC. ....   | 35 |
| Figura 2.31 – Disposição do acelerómetro e do extensómetro num dos eixos do veículo teste NRC (Cantieni et al., 1998). ....   | 35 |
| Figura 2.32 – Exemplo do registo relativo à evolução temporal do deslocamento vertical da ponte e definição da amplificação dinâmica ( $\phi$ ), frequência fundamental ( $f$ ) e coeficiente de amortecimento ( $\xi = \delta/(2\pi)$ ) (Cantieni et al., 1998)..... | 36 |
| Figura 2.33 – Exemplo de perfilómetros laser fixados no veículo EMPA, Ponte Deibüel (Cantieni et al., 1998).....  | 36 |
| Figura 2.34 – Sistema B-WIM (Quilligan, 2003).....  | 40 |
| Figura 2.35 – Funcionamento do sistema B-WIM (O’Brien et al., 2014).....  | 40 |
| Figura 2.36 - Sensores de tecnologia piezocerâmica (Jacob et al., 2008). ....   | 41 |
| Figura 2.37 – Chapas de aço antes e após a instalação (O’Brien et al., 2011). ....  | 41 |
| Figura 2.38 – Extensómetros colocados na parte inferior do tabuleiro de uma ponte, ao longo da faixa de rodagem (Sjogren & Dolcemasclo, 2008). ....   | 41 |
| Figura 3.1 - Resposta estática e dinâmica de uma ponte provocada pela passagem de um veículo (Calçada, 2001).....   | 44 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 3.2 – Instrumentos de imposição de uma excitação forçada aplicáveis a estruturas de pequenas ou médias dimensões.....                                  | 46 |
| Figura 3.3 – Instrumentos de imposição de uma excitação forçada aplicáveis a estruturas de grandes dimensões.....   | 47 |
| Figura 3.4 – Ensaio de vibração livre realizado na Ponte Vasco da Gama. ....  | 48 |
| Figura 3.5 – Massa de 60,8 t utilizada no ensaio de vibração livre na nova extensão do aeroporto da Madeira (Rodrigues, 2004). ....                           | 48 |
| Figura 3.6 – Pontos de medida utilizados na Ponte Vasco da Gama (Cunha et. al, 2004).....   | 49 |
| Figura 3.7 – Esforços no tabuleiro de uma viga simplesmente apoiada em função da distribuição de pesos por eixo e espaçamento entre eixos (Alves, 2012). .... | 53 |
| Figura 3.8 – Momento a meio vão de uma ponte de 35 m de vão simplesmente apoiada (Caprani et al., 2008). ....   | 54 |
| Figura 4.1 – Veículo Tipo (RSA, 1983).....  | 58 |
| Figura 4.2 – Segundo modelo de sobrecarga rodoviária previsto pelo RSA.....   | 59 |
| Figura 4.3 – Largura da plataforma de rodagem ( $w$ ) para diferentes configurações de tabuleiro de pontes segundo a norma EN 1991-2 (Telford, 2010). ....    | 62 |
| Figura 4.4 – Disposição dos veículos do modelo LM1 (Cruz, 2014).....  | 64 |
| Figura 4.5 – Exemplo de aplicação do modelo LM1 proposto pelo EC1-2 (Calgaro et al., 2010). ....  | 64 |
| Figura 4.6 – Modelo LM2 definido no EC1-2. ....   | 65 |
| Figura 4.7 – Exemplo de cargas de multidão num tabuleiro de uma ponte. Maratona de Nova Iorque, Ponte Verrazano (Calgaro et al., 2010). ....                  | 69 |
| Figura 4.8 – Carga accidental prevista no EC1-2. ....   | 70 |
| Figura 4.9 – Dimensões dos veículos tipos previsto na norma Brasileira, em perfil longitudinal (em cima) e em planta (em baixo) (NBR-7188, 1982).....         | 71 |
| Figura 4.10 - Geometria e intensidade das cargas dos eixos do veículo HS20-44 (AASHTO, 2012)..  | 75 |
| Figura 4.11 – Configuração do veículo H20-44.....   | 76 |
| Figura 4.12 – Exemplo de distribuição da sobrecarga uniforme num tabuleiro com duas vias de largura ( $w_{via}$ ) superior a 3,05 m (Cruz, 2014). ....        | 77 |
| Figura 4.13 – Configuração em planta do modelo NB da SATCC. ....  | 82 |



|   |     |
|---|-----|
| Figura 4.14 – Modelo de sobrecarga NC (carga uniformemente distribuída de 30 kN/m <sup>2</sup> ). .....   | 83  |
| Figura 4.15 – Geometria do modelo CL-W Camião segundo a norma Canadiana. ....   | 86  |
| Figura 4.16 – Composição do submodelo Carga de Via. ....  | 87  |
| Figura 4.17 - Geometria e intensidade das cargas do veículo definido no modelo AK do regulamento russo.....   | 89  |
| Figura 4.18 – Geometria e intensidade das cargas do veículo previsto no modelo HK-80 do regulamento russo.....  | 90  |
| Figura 4.19 – Geometria e intensidade das cargas do veículo de rastros ( <i>Tracked Vehicle</i> ) definido no regulamento indiano. ....   | 93  |
| Figura 4.20 – Dimensões e intensidade das cargas do veículo com rodas ( <i>Wheeled Vehicle</i> ) previsto no regulamento indiano. ....  | 94  |
| Figura 4.21 – Dimensões e intensidade das cargas por eixo na direção transversal.....   | 95  |
| Figura 4.22 – Geometria e intensidade das cargas do veículo tipo definido para pontes da classe A segundo o regulamento indiano. ....   | 95  |
| Figura 4.23 – Configuração e intensidade das cargas em cada eixo em perfil longitudinal do comboio de veículos previsto pelo regulamento indiano. ....  | 96  |
| Figura 4.24 – Ábaco para a determinação do coeficiente de amplificação dinâmica para pontes rodoviárias da classe 70R de acordo com os critérios citados no ponto anterior (IRC:6, 2014). ....    | 102 |
| Figura 4.25 – Veículo especial SV196 definido no Anexo Nacional do Reino Unido. ....  | 107 |
| Figura 4.26 – Geometria e intensidade das cargas do veículo HS20-44 .....   | 110 |
| Figura 4.27 – Representação do veículo H20-44.....  | 111 |
| Figura 5.1 – Secção transversal da viga I 75. ....  | 115 |
| Figura 5.2 – Corte transversal do tabuleiro da ponte.....   | 116 |
| Figura 6.1 – Exemplo do modelo de elementos finitos desenvolvido para o tabuleiro das pontes. Perspetiva global. ....   | 119 |
| Figura 6.2 – Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 10,00 m de comprimento. .... | 121 |
| Figura 6.3 – Esforços transversos máximos provocados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 10,00 m de comprimento. ....        | 122 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 6.4 - Momentos fletores positivos máximos originados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 15,00 m de comprimento. ....    | 124 |
| Figura 6.5 - Esforços transversos máximos causados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 15,00 m de comprimento. ....             | 124 |
| Figura 6.6 - Momentos fletores positivos máximos motivados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 20,00 m de comprimento .....     | 126 |
| Figura 6.7 - Esforços transversos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 20,00 m de comprimento. ....           | 127 |
| Figura 6.8 - Momentos fletores positivos máximos gerados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 25,00 m de comprimento. ....       | 129 |
| Figura 6.9 - Esforços transversos máximos originados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 25,00 m de comprimento. ....           | 129 |
| Figura 6.10 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 30,00 m de comprimento. ....   | 131 |
| Figura 6.11 - Esforços transversos máximos motivados pelos modelos mais condicionantes dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 30,00 m de comprimento. ....     | 132 |
| Figura 6.12 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 35,00 m de comprimento. .... | 134 |
| Figura 6.13 - Esforços transversos máximos induzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 35,00 m de comprimento. ....           | 134 |
| Figura 6.14 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 40,00 m de comprimento. ....   | 136 |
| Figura 6.15 - Esforços transversos máximos produzidos pelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 40,00 m de comprimento. ....                  | 137 |
| Figura 6.16 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 10,00 m de comprimento. ....  | 139 |
| Figura 6.17 - Momentos fletores negativos máximos originados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 10,00 m de comprimento. ....    | 139 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 6.18 - Momentos fletores positivos máximos induzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 15,00 m de comprimento. ....    | 141 |
| Figura 6.19 - Momentos fletores negativos máximos motivados pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 15,00 m de comprimento. ....  | 142 |
| Figura 6.20 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 20,00 m de comprimento. ....   | 144 |
| Figura 6.21 - Momentos fletores positivos máximos originados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 20,00 m de comprimento. ....   | 144 |
| Figura 6.22 - Momentos fletores positivos máximos induzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 25,00 m de comprimento. ....  | 146 |
| Figura 6.23 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 25,00 m de comprimento. ....   | 147 |
| Figura 6.24 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 30,00 m de comprimento. .... | 149 |
| Figura 6.25 - Momentos fletores positivos máximos motivados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 30,00 m de comprimento. ....    | 149 |
| Figura 6.26 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 35,00 m de comprimento. .... | 151 |
| Figura 6.27 - Momentos fletores positivos máximos induzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 35,00 m de comprimento. ....    | 152 |
| Figura 6.28 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 40,00 m de comprimento. .... | 154 |
| Figura 6.29 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 40,00 m de comprimento. ....   | 154 |
| Figura 6.30 – Rácio entre os valores dos esforços originados na análise longitudinal pelos submodelos Veículo Tipo e SCU+SCL do RSA. ....   | 155 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 6.31 – Rácio entre os valores dos esforços gerados na análise longitudinal pelos submodelos 1 e 2 da norma AASHTO.....   | 156 |
| Figura 6.32 - Rácio entre os valores dos esforços obtidos na análise longitudinal pela aplicação dos submodelos NA (1) + NA (2) e NB36 do regulamento SATCC.....                                  | 157 |
| Figura 6.33 - Rácio entre os valores dos esforços gerados na análise longitudinal pelos submodelos 1 e 2 da norma CAN/CSA. ....   | 158 |
| Figura 6.34 - Rácio entre os valores dos esforços provocados pelos submodelos AK e HK-80 da norma SNiP, na análise longitudinal. ....   | 158 |
| Figura 6.35 - Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos 1 e 2 da norma IRC:6, na análise longitudinal.....  | 159 |
| Figura 6.36 – Desenvolvimento dos momentos fletores positivos máximos provocados pelos vários submodelos de sobrecarga rodoviária, em função do vão do tabuleiro, para a análise longitudinal...  | 160 |
| Figura 6.37 – Evolução do esforço transversal máximo induzido pelos diversos submodelos de sobrecarga rodoviária, em função do vão do tabuleiro, para a análise longitudinal.....                 | 160 |
| Figura 6.38 - Rácio entre os valores dos esforços provocados pelos submodelos VT e SCU + SCL do RSA, na análise transversal.....  | 162 |
| Figura 6.39 - Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos 1 e 2 da norma AASHTO, na análise transversal. ....   | 162 |
| Figura 6.40 - Rácio entre os valores dos esforços gerados na análise transversal pelos submodelos 1 e 3 do regulamento SATCC.....   | 163 |
| Figura 6.41 - Rácio entre os valores dos esforços provocados pelos submodelos 2 e 3 do regulamento SATCC, na análise transversal.....   | 163 |
| Figura 6.42 - Rácio entre os valores dos esforços provocados pelos submodelos 1 e 2 da norma CAN/CSA., na análise transversal. ....   | 164 |
| Figura 6.43 - Rácio entre os valores dos esforços gerados na análise transversal pelos submodelos Tracked e VT da norma SNiP. ....  | 165 |
| Figura 6.44 - Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos 1 e 2 da norma IRC:6, na análise transversal.....   | 166 |
| Figura 6.45 - Desenvolvimento dos momentos fletores positivos máximos provocados pelos vários submodelos de sobrecarga rodoviária, em função do vão do tabuleiro, para a análise transversal..... | 167 |

Figura 6.46 - Evolução do momento fletor negativo máximo induzido pelos diversos submodelos de sobrecarga rodoviária, em função do vão do tabuleiro, para a análise transversal..... 167

# ÍNDICE DE QUADROS

|  |    |
|--|----|
| Quadro 2.1 – Sobrecargas devido ao tráfego rodoviário (SIA 160-1989). .....  | 16 |
| Quadro 2.2 - Valores típicos dos coeficientes de amortecimentos em pontes (Paultre et al. 1992 apud McLean et al. 1998). .....   | 29 |
| Quadro 2.3 - Amplificações dinâmicas máximas relativas ao deslocamento vertical da ponte em função da configuração ponte/suspensão do veículo de teste (Cantieni et al., 1998 apud Calçada, 2001). ..... | 37 |
| Quadro 3.1 - Peso bruto máximo dos veículos em circulação em Portugal (Decreto-Lei nº99/2005)..  | 52 |
| Quadro 4.1 – Valores caraterísticos das sobrecargas $Q_k$ definidos no RSA. ....   | 59 |
| Quadro 4.2 – Valores caraterísticos das sobrecargas rodoviárias $q_{ik}$ segundo o RSA. ....   | 60 |
| Quadro 4.3 - Número e largura das vias fictícias (EN 1991-2). ....   | 62 |
| Quadro 4.4 - Fatores de correção para as diferentes vias fictícias (proposta do Anexo Nacional do EC1-2). ....   | 63 |
| Quadro 4.5 - Valores caraterísticos dos subsistemas UDL e TS proposto pelo EC1-2, incluindo os efeitos de amplificação dinâmica. ....  | 63 |
| Quadro 4.6 - Veículos especiais (LM3) previsto pelo EC1-2. ....  | 66 |
| Quadro 4.7 - Caraterísticas do veículo em função da classe da ponte (NBR 7188, 1982). ....   | 72 |
| Quadro 4.8 - Intensidade das cargas uniformemente distribuídas consoante a classe da ponte (NBR 7188, 1982). ....  | 72 |
| Quadro 4.9 - Critérios de definição do número e largura das vias fictícias segundo a norma AASHTO. ....  | 75 |
| Quadro 4.10 - Coeficiente de amplificação dinâmica definido na norma norte-americana AASHTO. ....  | 77 |
| Quadro 4.11 - Fator de múltipla presença prevista pela norma AASHTO. ....  | 78 |
| Quadro 4.12 - Número e largura das vias fictícias de acordo com a SATCC. ....  | 79 |
| Quadro 4.13 - Valor caraterístico do carregamento NA (1). ....   | 80 |
| Quadro 4.14 - Definição do coeficiente de redução a aplicar à carga em cada via fictícia. ....   | 81 |
| Quadro 4.15 - Dimensões do veículo NC. ....  | 83 |
| Quadro 4.16 - Número de vias fictícias (n) (CAN/CSA-S6-06). ....   | 85 |

|   |     |
|---|-----|
| Quadro 4.17 - Intensidade das cargas concentradas do submodelo CL-W Camião. ....  | 86  |
| Quadro 4.18 - Fator de redução de acordo com a norma canadiana. ....  | 87  |
| Quadro 4.19 - Valor do coeficiente de amplificação dinâmica de acordo com a norma Canadiana. ....                                     | 88  |
| Quadro 4.20 - Determinação do número e largura de vias fictícias segundo o regulamento indiano. ..                                    | 93  |
| Quadro 4.21 - Valores dos parâmetros $g$ e $f$ . ....   | 96  |
| Quadro 4.22 - Combinação dos modelos de sobrecarga rodoviária segundo a norma Indiana. ....   | 97  |
| Quadro 4.23 - Fator de múltipla presença segundo a norma Indiana. ....  | 101 |
| Quadro 4.24 - Número e largura das vias fictícias (EN 1991-2). ....   | 104 |
| Quadro 4.25 – Fatores de correção $\alpha_q$ e $\alpha_Q$ para o modelo LM1 segundo o Manual de Hong Kong...                          | 105 |
| Quadro 4.26 – Fatores de correção $\alpha_q$ e $\alpha_Q$ modificados para o modelo LM1 de acordo com o Manual de Hong Kong. ....     | 105 |
| Quadro 4.27 - Valores característicos dos subsistemas UDL e TS proposto pelo EC1, incluindo os efeitos de amplificação dinâmica. .... | 106 |
| Quadro 4.28 – Fator de amplificação dinâmica (DAF) a aplicar ao veículo SV196 segundo o Anexo Nacional do Reino Unido. ....           | 108 |
| Quadro 4.29 – Critérios de definição do número e largura das vias fictícias segundo a norma colombiana. ....                          | 110 |
| Quadro 4.30 – Fator de amplificação dinâmica segundo a norma colombiana. ....   | 111 |
| Quadro 4.31 – Fator de múltipla presença de acordo com a norma colombiana. ....   | 112 |
| Quadro 6.1 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 10,00 m de vão corrente na análise longitudinal. ....                | 120 |
| Quadro 6.2 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 15,00 m de vão corrente na análise longitudinal. ....                | 123 |
| Quadro 6.3 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 20,00 m de vão corrente na análise longitudinal. ....                | 125 |
| Quadro 6.4 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 25,00 m de vão corrente na análise longitudinal. ....                | 128 |
| Quadro 6.5 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 30,00 m de vão corrente na análise longitudinal. ....                | 130 |

|  |     |
|--|-----|
| Quadro 6.6 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 35,00 m de vão corrente na análise longitudinal. .... | 133 |
| Quadro 6.7 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 40,00 m de vão corrente na análise longitudinal. .... | 135 |
| Quadro 6.8 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 10,00 m de vão corrente na análise transversal. ....  | 138 |
| Quadro 6.9 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 15,00 m de vão corrente na análise transversal. ....  | 140 |
| Quadro 6.10 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 20,00 m de vão corrente na análise transversal. .... | 143 |
| Quadro 6.11 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 25,00 m de vão corrente na análise transversal. .... | 145 |
| Quadro 6.12 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 30,00 m de vão corrente na análise transversal. .... | 148 |
| Quadro 6.13 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 35,00 m de vão corrente na análise transversal. .... | 150 |
| Quadro 6.14 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 40,00 m de vão corrente na análise transversal. .... | 153 |





# ABREVIATURAS

|                      |   |
|----------------------|---|
| <b><i>AASHO</i></b>  | American Association of State Highway Officials                         |
| <b><i>AASHTO</i></b> | American Association of State Highway and Transportation Officials      |
| <b><i>ABNT</i></b>   | Associação Brasileira de Normas Técnicas                                |
| <b><i>AIS</i></b>    | Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica                             |
| <b><i>ASCE</i></b>   | American Society of Civil Engineers                                     |
| <b><i>AREA</i></b>   | American Railway Engineering Association                                |
| <b><i>B-WIM</i></b>  | Bridge Weigh in Motion  |
| <b><i>CEN</i></b>    | Comité Européen de Normalisation  |
| <b><i>COST</i></b>   | Co-Operation for Science and Technology                                 |
| <b><i>CSA</i></b>    | Canadian Standards Association  |
| <b><i>DIVINE</i></b> | Dynamic Interaction between Vehicles and Infrastructure Experiment      |
| <b><i>DLC</i></b>    | Dynamic Load Charge   |
| <b><i>EC1-2</i></b>  | EN 1991-2 : 2003 – Traffic Loads on Bridges                             |
| <b><i>EMPA</i></b>   | Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology         |
| <b><i>FEHRL</i></b>  | Forum of European Highway Research Laboratories                         |
| <b><i>INVÍAS</i></b> | Instituto Nacional de Vías  |
| <b><i>IRC</i></b>    | Indian Roads Congress   |
| <b><i>LCPC</i></b>   | Laboratoire Central des Ponts et Chaussées                              |
| <b><i>LM</i></b>     | Load Model  |
| <b><i>LRFD</i></b>   | Load and Resistance Factor Design                                       |
| <b><i>NAASRA</i></b> | National Association State Road Authorities                             |
| <b><i>NBR</i></b>    | Denominação de norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) |
| <b><i>NCP</i></b>    | Código Colombiano de Diseño de Puentes                                  |

|                     |  |
|---------------------|--|
| <b><i>NRC</i></b>   | National Research Council  |
| <b><i>OCDE</i></b>  | Organização de Cooperação e Desenvolvimento Económico                  |
| <b><i>OHBD</i></b>  | Ontario Highway Bridge Design Code                                     |
| <b><i>QUT</i></b>   | Queensland University Technology                                       |
| <b><i>RWTH</i></b>  | Rheinisch Westfälische Technische Hochschule                           |
| <b><i>ROBOT</i></b> | Software da Autodesk Robot Structural Analysis 2015                    |
| <b><i>RSA</i></b>   | Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes |
| <b><i>RST</i></b>   | Road Survey Technology   |
| <b><i>SATCC</i></b> | Southern Africa Transport and Communications Commission                |
| <b><i>SNiP</i></b>  | Designação da norma Russa  |
| <b><i>TRRL</i></b>  | Transport and Road Research Laboratory                                 |
| <b><i>TS</i></b>    | Carga Tandem   |
| <b><i>UDL</i></b>   | Uniformly Distributed Load   |
| <b><i>WAVE</i></b>  | Weighing-in-Motion of Axles and Vehicles for Europe                    |
| <b><i>WIM</i></b>   | Weigh in Motion  |

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda. (Figura 1.1) foi a entidade onde decorreu o estágio curricular com a duração de 6 meses durante o 2º semestre do ano letivo 2014/2015, sob a orientação e supervisão do Engenheiro José Lello.



Figura 1.1 – Logótipo da empresa onde decorreu o estágio curricular.

A CCAD, fundada em junho de 2005, resultou da experiência acumulada desde 1981 do seu sócio-gerente José Lello na elaboração de projetos na área da engenharia de estruturas. Docente do ensino superior desde 1986, é especialista em estruturas pela Ordem dos Engenheiros e também pelo Instituto Politécnico do Porto.

Após colaboração em algumas empresas de projetos, com participação das respetivas sociedades (PRM – Arquitetos e Engenheiros Associados, Lda., Lello & Associados – Engenharia de Estruturas, Lda. e Civibral – Sistemas de Construção, S.A.), a criação de CCAD pretendeu dar origem a uma empresa de elevado *know-how* na área da engenharia de estruturas, o que tem vindo a ser consolidado desde o seu início, tendo já sido elaborados projetos em Portugal, Espanha, Angola, Moçambique, Marrocos, Argélia, Macau e Ucrânia.

As áreas de intervenção de CCAD percorrem todos os tipos de estruturas, desde projetos de obras de arte (mais de 100 projetadas e executadas), edifícios industriais, comércio, habitação, serviços, distribuição e educação, estações de tratamento de águas e de águas residuais, contenções especiais, reforço e reabilitação de estruturas, bem como revisão de projetos, peritagens e pareceres técnicos

### 1.2 CONTEXTUALIZAÇÃO

Desde os primórdios dos tempos, quando o Homem, movido pela necessidade de procurar alimentos e abrigos como forma de sobrevivência, recorria a troncos de árvores para superar os obstáculos naturais e continuar o seu trajeto, até aos tempos atuais, em que as estruturas desafiam a lei da gravidade e a própria imaginação humana pela ousadia dos seus vãos, as pontes patenteiam uma das mais sublimes formas de demonstração da capacidade criativa dos projetistas, onde se transmite a sua imaginação, inovação e exploração.

Vulgarmente designam-se as pontes como Obras de Arte destinadas a permitir a passagem de um rio, de um vale, de outra via ou de muitos outros obstáculos. Mas as pontes não são meras travessias, são marcos de inovação que ao ligar margens impõem-se na paisagem transformando-a. O desejo e a utopia de conceber Obras de Arte que primam pela diferença é um ato de exaltação do ego dos engenheiros que desencadeia o desenvolvimento de novas técnicas estruturais e construtivas, daí se considerar que o projeto de pontes constitui um dos ramos mais prestigiados da engenharia de estruturas.

Na conceção do projeto de uma ponte, assim como no projeto de uma outra estrutura, a segurança e a funcionalidade são fatores de extrema importância, pelo que cabe aos engenheiros civis o dever de capacitar as estruturas de mecanismos de resistência que garantam a sua segurança e a funcionalidade ao longo do seu período de vida.

Em Portugal, quando se fala em pontes, surge o nome do génio Edgar Cardoso. Um dos maiores projetistas de pontes que contribuiu para o vasto património português destas Obras de Arte, e que os portugueses se devem orgulhar. Uma ponte projetada por Edgar Cardoso não é uma ponte qualquer, ganha uma áurea que lhe confere a dignidade e a relevância que suplanta em muito a sua finalidade. A (Figura 1.2) ilustra a Ponte da Arrábida projetada pelo Engenheiro Edgar Cardoso.



Figura 1.2 – Ponte da Arrábida, Porto.

Até meados do século XIX, o tipo de tráfego existente nas pontes constituía uma parcela muito reduzida relativamente às restantes cargas consideradas no cálculo estrutural de uma ponte, nomeadamente as cargas permanentes. No início do século XX, a primeira Guerra Mundial marcou, a nível mundial, a expansão da rede rodoviária, que representa hoje uma fatia do património edificado, da qual originaram inegáveis benefícios em termos de comércio, das comunicações, do crescimento económico e do desenvolvimento social.

Aliada à evolução tecnológica está o aumento acentuado do tráfego rodoviário, tendo-se verificado esse crescimento quer em termos do número de veículos, quer em termos do peso transportado. Face a este cenário, é necessário ter em consideração as ações do tráfego rodoviário no dimensionamento de pontes, visando evitar reparações desnecessárias e contribuir para a manutenção deste património.

Para uma grande parte das pontes rodoviárias, são as ações verticais que advêm do tráfego de veículos (incluindo os efeitos estáticos e dinâmicos) que mais influenciam o seu dimensionamento, representando uma parcela substancial dos esforços atuantes, particularmente no tabuleiro. O tráfego rodoviário é um fenómeno complexo caracterizado por diversos fatores de natureza imprevisível, e tem merecido a realização de múltiplos estudos, pretendendo-se reduzir o grau de incerteza inerente aos referidos fatores e dessa forma criar modelos de carga regulamentares que reproduzam com fiabilidade as diferentes situações reais que a estrutura pode experienciar.

Atendendo a que a engenharia de pontes portuguesa está a voltar-se para mercados estrangeiros, principalmente para África e América Latina, um projetista de pontes terá de se adaptar aos regulamentos e normas que diferem de país e de região. Em muitos países do Norte e Centro de África, de influência francófona, é adotada a regulamentação europeia, mas nos países da África Austral é considerada a regulamentação sul-africana. No entanto, em antigas colónias portuguesas, tais como Angola e Moçambique, além da regulamentação sul-africana, também é utilizada frequentemente a regulamentação portuguesa. Na América Latina, além da regulamentação brasileira, vários países elegem a utilização das normas norte-americanas.

Neste contexto, assume especial interesse a comparação dos efeitos provocados pelos modelos de sobrecargas rodoviárias definidos nos diversos regulamentos internacionais, para se obterem indicações que possibilitem identificar quais os regulamentos que instigam os esforços mais gravosos nos tabuleiros. Consequente das disparidades relacionadas com a intensidade do tráfego rodoviário e até mesmo das características dos veículos de circulação que se verificam nos vários países, é de esperar alguma heterogeneidade na consideração das sobrecargas rodoviárias previstas pelos diversos regulamentos internacionais.

### 1.3 OBJETIVOS E METODOLOGIAS

É um facto que o tráfego rodoviário tem vindo a aumentar ao longo dos anos, tanto em volume como em pesos brutos, facto este que se tem refletido nas sucessivas revisões dos regulamentos (Dawe, 2003). Neste âmbito, tendo em conta a inquestionável relevância da sobrecarga rodoviária no dimensionamento de pontes, o principal objetivo deste trabalho visa a exploração e a comparação dos modelos de ação do tráfego rodoviário em pontes previstos nos diversos regulamentos internacionais, referentes ao estado limite último de resistência. Os regulamentos a analisar são os seguintes:

- i. Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) – Regulamento português;
- ii. EN 1991-2:2003 – “*Traffic Loads on Bridge*” (Eurocódigo 1, parte 2) – Norma europeia;
- iii. NBR 7187 e NBR 7188 – Normas brasileiras;
- iv. *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) – Norma norte-americana;
- v. *Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts* - SATCC – Regulamento sul-africano;
- vi. *Canadian Highway Bridge Design Code* - CAN/CSA-S6-00 – Regulamento canadiano;
- vii. *National Codes & Standards of Russia - Bridges and Culverts* - SNiP 2.05.03-84 – Regulamento russo;
- viii. *Standard Specifications and Code of Practice for Road Bridges* – IRC:6-2010 – Regulamento Indiano;
- ix. *Hong Kong Structures Design Manual for Highways and Railways 2013 Edition* – Manual Técnico de Dimensionamento de Estruturas Rodoviárias e Ferroviárias de Hong Kong;
- x. *Codigo Colombiano de Diseño de Puentes* – NCP-2014 – Norma colombiana.

Numa segunda fase, pretende-se aplicar os modelos de sobrecarga rodoviária propostos nos diversos regulamentos internacionais a exemplos de pontes de 10 a 40 metros de vão, constituídas por duas vias de tráfego e dois passeios, avaliando-se, posteriormente, a influência que cada modelo origina nos esforços máximos nas direções longitudinal (momentos fletores e esforços transversos) e transversal (momentos fletores positivos e negativos).

A metodologia do estudo consiste na modelação das pontes em elementos finitos e na obtenção e análise dos esforços máximos resultantes da aplicação dos modelos de sobrecargas, através do *software Robot Structural Analysys*. Salienta-se que a comparação das análises terá como referência o RSA. Desta forma será imediata a perceção entre as diferenças absolutas e percentuais entre os efeitos devidos às sobrecargas dos nove regulamentos e do RSA.

## **1.4 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO**

A estrutura do presente relatório de estágio reflete o caminho na prossecução dos objetivos descritos, sendo que a organização do respetivo texto desenvolve-se em sete capítulos. Os sete capítulos que compõem este relatório podem ser enquadrados dentro de três partes essenciais que definiram a linha condutora deste trabalho. A primeira parte relaciona-se com a descrição do estado do conhecimento relativo ao tema da ação do tráfego rodoviário em pontes rodoviárias, a segunda parte com a teoria referente aos principais fatores que influenciam a ação do tráfego rodoviário e a terceira parte com a descrição e aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária definidos pelos diversos regulamentos internacionais. Nos parágrafos seguintes é realizada uma descrição sumária de cada um desses capítulos.

No capítulo 1, após se realizar um enquadramento do tema, são apresentados os objetivos do presente relatório bem como caracterizados os capítulos que o compõem.

No capítulo 2 efetua-se uma breve descrição da História das pontes e da evolução do veículo automóvel. É ainda realizada uma revisão da investigação que incide sobre a temática da ação do tráfego rodoviário, fazendo-se referência a diversos estudos que procuram aprofundar o conhecimento dessa temática, e é apresentado um método de medição do tráfego em pontes.

No capítulo 3 enumeram-se e descrevem-se os principais fatores que influenciam a ação do tráfego rodoviário.

No capítulo 4 são descritos pormenorizadamente os modelos de sobrecarga rodoviária definidos pelos diversos regulamentos internacionais, procurando-se descrever a metodologia para a sua aplicação no projeto de pontes rodoviárias. A descrição inclui vários aspetos relacionados com a sobrecarga rodoviária, nomeadamente a geometria, composição e intensidade das cargas, a múltipla presença de veículos, os efeitos de amplificação dinâmica, a força de frenagem e a sobrecarga a considerar nos passeios

O capítulo 5 é dedicado à apresentação do caso de estudo selecionado para realizar a análise comparativa dos efeitos estruturais das sobrecargas rodoviárias.

O capítulo 6 sintetiza as considerações efetuadas em cada regulamento e apresenta os resultados obtidos na análise estrutural dos casos de estudo, em termos de comparação de esforços nas direções longitudinal e transversal. É ainda perscrutada a influência que o tipo de modelo e o vão têm nos esforços obtidos.

Por último, no capítulo 7 são apresentadas as principais conclusões do trabalho e realizadas algumas recomendações para desenvolvimentos futuros.





## 2 ESTADO DA ARTE

### 2.1 BREVE HISTÓRIA DAS PONTES

O Homem desde sempre teve necessidade de se deslocar e de transpor rios. Sem ainda dispor do conhecimento e de técnicas necessárias à resolução de problemas estruturalmente complexos que envolvem construção de pontes, o Homem recorre da Natureza para a “criação” de pontes que eram materializadas por troncos de árvores colocados entre as margens de rios e vales.

Com o surgimento da idade do bronze e a predominância da vida sedentária, tornou-se mais importante a construção de estruturas duráveis, nomeadamente, pontes de laje de pedra, sendo que, os primeiros relatos de uma ponte em pedra remontam ao ano de 1050 a.C., na China (Rodrigues, 2011).

As primeiras estruturas em arco surgem na Mesopotâmia e no Egipto no ano 4000 a.C. No entanto, a técnica de construção em arco aplicada às pontes remonta, provavelmente, ao séc. IX a.C. na construção da mais antiga ponte em arco de pedra com um só vão, e que perdurou até à atualidade, a Ponte da Caravana localizada sobre o Rio Meles em Esmirna, na Turquia (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Ponte da Caravana, Turquia.

No século III a.C., os romanos, os primeiros e verdadeiros engenheiros da nossa civilização, dedicaram-se à conceção de pontes em arco, importando a tecnologia dos etruscos (aglomerado de povos que viveram na península Itálica na região a sul do rio Arno e a norte do Tibre, mais ou menos equivalente à atual Toscana), deduzindo os princípios teóricos da construção de pontes. Exemplo da sua magnífica capacidade de construção é a Ponte Sant’Angelo (Figura 2.2) situada sobre o rio Tibre em Roma datada do século I d.C. e que sobreviveu aos confrontos com o tempo mantendo-se até aos dias de hoje.



Figura 2.2 – Ponte Sant’Angelo em Roma, Itália.

Com o declínio do Império Romano do Ocidente no século V d.C., perdeu-se também a arte de construir pontes. Apenas no início da Idade Média (século V ao século XV), altura em que se dá a ascensão do Cristianismo, os monges transmitem os conhecimentos relativos à construção de pontes e tentam conservar as magníficas obras romanas. Entre as mais famosas dessa época encontra-se a Ponte de Avignon (Figura 2.3) situada sobre o Rio Ródano, da qual só restam quatro arcos dos vinte e dois que inicialmente tinha, construída em 1188 em Avignon, na França.



Figura 2.3 – Ponte Avignon, França.

É durante o Renascimento que se verificam grandes avanços e descobertas científicas particularmente nas teorias da resistência dos materiais. O aumento das necessidades de deslocação e transporte conduziram à evolução das técnicas construtivas, nomeadamente de projeto das pontes treliçadas, como consequência do seu estudo mais aprofundado pelos artistas do Renascimento. Em França, o baluarte da engenharia de pontes, é fundado, durante este período, o *Corps des Ponts et Chaussées* por Luís XIV que viria a dar origem no século XVIII à primeira escola superior de engenharia civil do Mundo, a *École Nationale des Ponts et Chaussées*.

Em Portugal, e com o objetivo de substituir pontes romanas em ruínas ou desaparecidas, é possível encontrarem-se alguns exemplares de pontes construídas durante o Renascimento. É exemplo a Ponte do Prado sobre o Rio Cávado (Figura 2.4), no distrito de Braga em Portugal, inaugurada em 1616.



Figura 2.4 – Ponte do Prado, Portugal.

Até ao final do século XVIII as pontes eram construídas em alvenaria ou madeira. Com o advento da Revolução Industrial no século XIX começaram a ser construídas as primeiras pontes em ferro fundido e aço estrutural. Assim, a engenharia de pontes conheceu, no âmbito das pontes metálicas, uma época de grandes avanços científicos e tecnológicos, permitindo conferir às estruturas maior resistência e leveza para dar resposta a novas solicitações. Em 1781, é inaugurada a Ponte Ironbridge (Figura 2.5) em Shropshire na Inglaterra, a primeira ponte de ferro fundido.

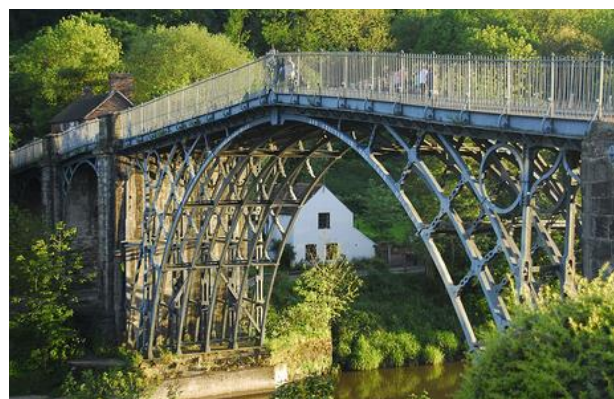


Figura 2.5 – Ponte Ironbridge, Inglaterra.

Em meados do século XIX aparece um novo material, o betão. O cimento e o betão começaram a ser comumente aplicados, intensificando o seu uso combinado com o aço. Por conseguinte, surgem as primeiras pontes em betão armado. Em 1941, é construída a primeira ponte de betão pré-esforçado em Luzancy, na França (Figura 2.6).





Figura 2.6 – Ponte de Luzancy, França.

Com a descoberta de novos materiais de construção, como o betão, o aço e os materiais compósitos, conseguiu-se melhorar significativamente o desempenho mecânico das estruturas e desde então tem-se verificado um acréscimo sem precedentes da construção de novas Obras de Arte.

Atualmente, resultado de inúmeros avanços obtidos em engenharia de pontes na adoção de novas formas, novos materiais e novas técnicas de funcionamento e análise, existem obras de grande reconhecimento, sendo detentoras de recordes mundiais. Exemplo da ambição do Homem é a Ponte Sheikh Rashid Bin Saeed (Figura 2.7) projetada para tráfego rodoviário e de metro situada no Dubai, nos Emirados Árabes Unidos. Presume-se que será o maior arco do mundo, com 667 metros de vão, apesar de ainda ser desconhecida a data da sua conclusão.



Figura 2.7 – Projeto da ponte Sheikh Rashid Bin Saeed, Emirados Árabes Unidos.

## 2.2 EVOLUÇÃO DOS VEÍCULOS AUTOMÓVEIS

Durante séculos, dada a intrínseca necessidade de o Homem se deslocar, os tradicionais meios de transporte utilizavam como principal forma de deslocação a tração animal.

Com o natural desenvolvimento surgiram necessidades de meios de transportes que permitissem a deslocação de forma cada vez mais rápida. A Revolução Industrial, no século XIX, conduziu ao aumento do número de invenções no sentido de se chegar àquele que seria denominado de automóvel.

Em 1885, Gottlieb Daimler e Karl Benz inventaram um motor alimentado a combustível que torna possível o desenvolvimento do automóvel. Em 1886, Daimler desenvolveu o primeiro veículo automóvel de quatro rodas e com motor de combustão interna (Figura 2.8).

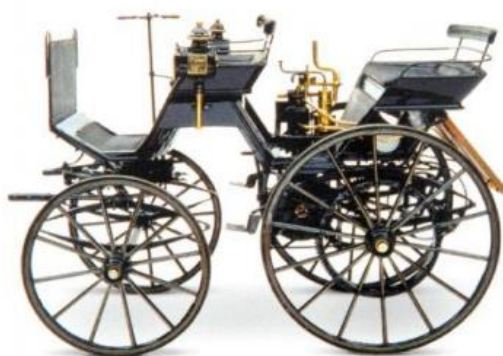


Figura 2.8 – Automóvel Daimler de 1886.

No entanto, em 1908 foi apresentado na cidade de Detroit, nos Estados Unidos da América, o primeiro veículo automóvel a ser produzido em série, o Ford T (Figura 2.9), concebido por Henry Ford, lançando definitivamente a Era do automóvel.



Figura 2.9 – Primeiro automóvel a ser produzido em série - Ford T.

Com o desenvolvimento da rede de estradas, os transportes rodoviários de passageiros começaram a ganhar terreno face ao seu mais direto concorrente, o comboio. Hoje em dia, os transportes rodoviários

têm um papel basilar no dia-a-dia dos cidadãos proporcionando, a pessoas e bens, um meio de transporte rápido, fácil e seguro.

O automóvel constitui provavelmente o melhor exemplo de interação entre o paradigma social, a economia, a tecnologia e o ambiente. Associado, na sua génese, ao fornecimento de um meio de transporte que excluísse em definitivo a tração animal, o automóvel exhibe-se, desde finais do século XIX e até à atualidade, como um produto de semelhantes ideologias, apresentando ser um dos mais longos exemplos de estandardização de uma indústria, que surge quase que inevitavelmente no desdobrar das grandes inovações do século XVIII. (Silva, 2012).

Na atualidade, estima-se que a quantidade de veículos a circular no Mundo seja cerca de um milhar de milhões, número este que tende a aumentar. Deste modo, proporcional ao aumento do número de veículos está o aumento do tráfego rodoviário que tem principal influência no dimensionamento de Obras de Arte, particularmente nas pontes rodoviárias.

## 2.3 AÇÃO DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO – INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

### 2.3.1 EVOLUÇÃO DOS MODELOS DE SOBRECARGAS RODOVIÁRIAS

Durante as últimas décadas, efetuaram-se múltiplos estudos em diversos países com o intuito de quantificar as solicitações do tráfego rodoviário. Na atualidade, este tema continua a servir de base a uma linha de investigação importante na Europa e Estados Unidos, devido à sua importância na área de mercadorias e às necessidades crescentes que surgem na definição de itinerários estratégicos, ao aumento das cargas transportadas, à manutenção, reabilitação e reforço de pontes em serviço com problemas de envelhecimento e degradação progressiva. Os diversos estudos refletiram-se em normas e modelos teóricos de carga distintos (Sobrino, 1993).

Neste contexto, a presente secção tem como objetivo delinear a história da evolução dos modelos de sobrecargas rodoviárias e abordar a filosofia de dimensionamento de pontes rodoviárias de diversos países.

#### 2.3.1.1 MODELOS EUROPEUS

Em 1980, um grupo de investigação da Organização de Cooperação e Desenvolvimento Económico (OCDE) publicou um estudo denominado “*Evaluation of Load Carrying Capacity of Bridges*” que inclui a comparação das cargas a considerar no dimensionamento de pontes rodoviárias de doze países. Nos próximos parágrafos abordam-se exemplos de modelos de sobrecargas rodoviárias definidos em alguns regulamentos de países europeus, nomeadamente Alemanha, Espanha, Itália e Suíça.

O regulamento alemão, DIN 1072: *Road and Foot-Bridges: Design Loads* (1967), divide as pontes as rodoviárias em três classes:

- i. Classe 60 para autoestradas;
- ii. Classe 30 para estradas municipais e urbanas;
- iii. Classe 12 para estradas rurais com tráfego ligeiro.

Para a classe 60, o modelo de sobrecarga rodoviária consiste num veículo de três eixos de peso por eixo igual a 200 kN situado na via principal, espaçados de 1,5 metros, e por uma carga uniformemente distribuída com intensidade de 5,0 kN/m<sup>2</sup>, equivalente a 15,0 kN/m numa via de 3,0 metros. As restantes vias são carregadas por cargas uniformemente distribuídas de 3,0 kN/m<sup>2</sup>. A Figura 2.10 apresenta o modelo de sobrecarga rodoviária para a classe 60.



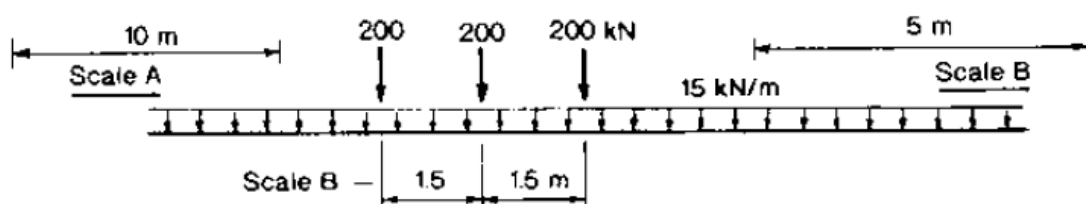


Figura 2.10 – Modelo de sobrecarga rodoviária para pontes da Classe 60 (O'Connor et al, 2000).

Para pontes de classe 30, o modelo de sobrecarga rodoviária é semelhante ao previsto para pontes de classe 60, com a ressalva de que o peso do veículo por eixo é igual a 100 kN. A carga uniformemente distribuída permanece com a mesma intensidade.

Em 1983 foi publicada uma nova versão deste código. No entanto, estes dois modelos mantiveram-se inalterados. Em 1991, Chatterjee propôs que além das cargas acima referidas se devesse ainda considerar um veículo na segunda via carregada de peso igual a 300 kN e também que a classe 12 deveria deixar de se considerar.

O regulamento espanhol, publicado em 1972, define os modelos de sobrecarga rodoviária idênticos ao DIN 1072 (1967). Porém, considera uma carga uniformemente distribuída aplicada em todas as vias com a intensidade de  $4,0 \text{ kN/m}^2$ , em vez dos  $5,0 \text{ kN/m}^2$  e  $3,0 \text{ kN/m}^2$  previstos no regulamento alemão.

A Itália foi outro país que distinguiu as pontes em classes que têm em conta o tráfego que circula. A classe I representa o tráfego civil e militar, enquanto a classe II representa o tráfego civil.

As ações que pretendem simular o tráfego rodoviário civil dividem-se em dois submodelos: o primeiro submodelo é constituído por um veículo de peso total igual a 120 kN; o segundo submodelo corresponde a uma máquina de 180 kN. A Figura 2.11 ilustra os modelos dos veículos considerados em Itália para tráfego civil.

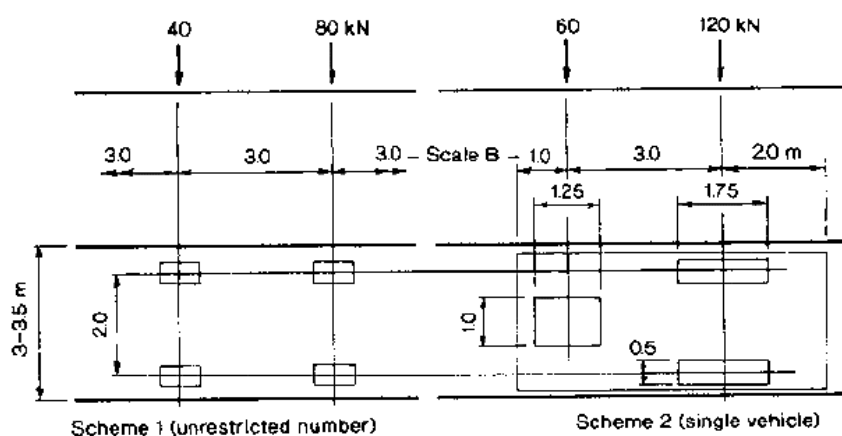


Figura 2.11 – Modelos de veículos considerados em Itália para tráfego civil (O'Connor et al, 2000).

Relativamente ao tráfego militar, considera-se um veículo de seis eixos com um comprimento de 7,8 metros e um peso total de 320 kN, ou um trator com reboque, com peso total de 745 kN e um comprimento de 13,74 metros. A Figura 2.12 exhibe os modelos dos veículos considerados em Itália para tráfego militar.

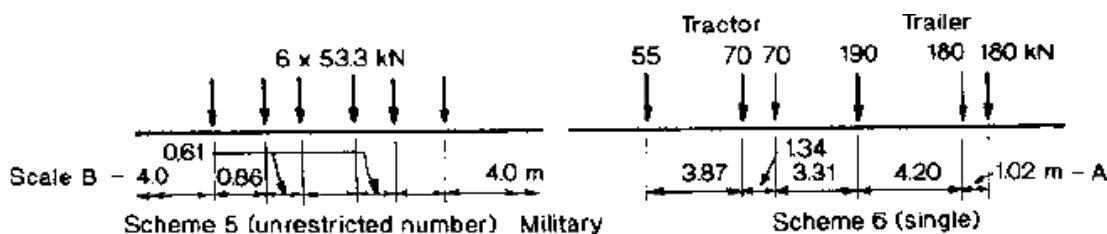


Figura 2.12 - Modelos de veículos considerados em Itália para tráfego militar (O'Connor et al, 2000).

O regulamento suíço, publicado em 1989 (SIA 160-1989), define quatro modelos de carga a considerar no dimensionamento de pontes. O modelo de carga 1 é composto por um conjunto de dois eixos com um peso total de 135 kN (agravado pelo fator de amplificação dinâmico de 1,8) e com uma largura de 1,8 metros, tal como disposto Figura 2.13.

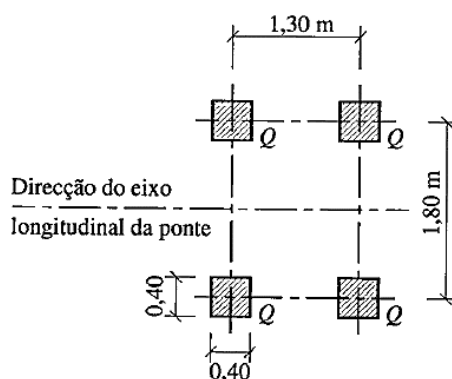


Figura 2.13 – Modelo de carga 1 (SIA 160,1989).

Além deste modelo, também se considera, na via carregada, uma carga uniformemente distribuída (modelo de carga 2) de  $5,0 \text{ kN/m}^2$ , que tem como finalidade representar a circulação de veículos pesados a uma velocidade reduzida. Nas restantes vias são aplicadas cargas uniformemente distribuídas (modelo de carga 3) que pretendem simular o tráfego estacionário misto. O modelo de carga 3 depende da largura da faixa de rodagem, isto é, para uma faixa de rodagem de largura igual ou inferior a 9 metros, a carga uniformemente distribuída aplicada será de  $3,5 \text{ kN/m}^2$ ; para a largura compreendida entre 9 e 13 metros, considera-se  $3,0 \text{ kN/m}^2$ ; para uma faixa de rodagem com largura superior a 13 metros aplica-se uma carga de  $2,5 \text{ kN/m}^2$ .

O modelo de carga 4 representa os efeitos de transportes com caráter excecional e variam em função da classe. O Quadro 2.1 sintetiza os valores das sobrecargas a serem utilizadas na verificação estrutural, aptidão em serviço ou verificação da segurança em relação à fadiga.

Quadro 2.1 – Sobrecargas devido ao tráfego rodoviário (SIA 160-1989).

| Modelo de carga              | Segurança estrutural   |        | Serviço                |        | Segurança à fadiga     |        |
|------------------------------|------------------------|--------|------------------------|--------|------------------------|--------|
|                              | q (kN/m <sup>2</sup> ) | Q (kN) | q (kN/m <sup>2</sup> ) | Q (kN) | q (kN/m <sup>2</sup> ) | Q (kN) |
| <b>Modelo de carga 1</b>     | -                      | 75     | -                      | 75     | -                      | 75     |
| <b>Modelo de carga 2</b>     | 5                      | -      | 0                      | -      | 0                      | -      |
| <b>Modelo de carga 3</b>     |                        |        |                        |        |                        |        |
| Largura da faixa de rodagem: |                        |        |                        |        |                        |        |
| ≤ 9 m                        |                        |        |                        |        |                        |        |
| > 9m e ≤ 13 m                |                        |        |                        |        |                        |        |
| > 13 m                       | 3.5                    | -      | 2                      | -      | 0                      | -      |
|                              | 3                      | -      | 2                      | -      | 0                      | -      |
|                              | 2.5                    | -      | 2                      | -      | 0                      | -      |
| <b>Modelo de carga 4</b>     |                        |        |                        |        |                        |        |
| Estrada da Classe I          | -                      | 150    | -                      | 150    | -                      | 0      |
| Estrada da Classe II         | -                      | 100    | -                      | 100    | -                      | 0      |
| Estrada da Classe III        | -                      | 56     | -                      | 56     | -                      | 0      |

Em Portugal vigora, desde 1983, o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), que define as sobrecargas rodoviárias a considerar no projeto de dimensionamento de pontes rodoviárias. No entanto, no âmbito da uniformização europeia, tem vindo a generalizar-se a utilização dos Eurocódigos, pelo que a utilização obrigatória desta norma poderá acontecer a curto prazo. A Figura 2.14 apresenta o panorama geral da utilização do Eurocódigo.

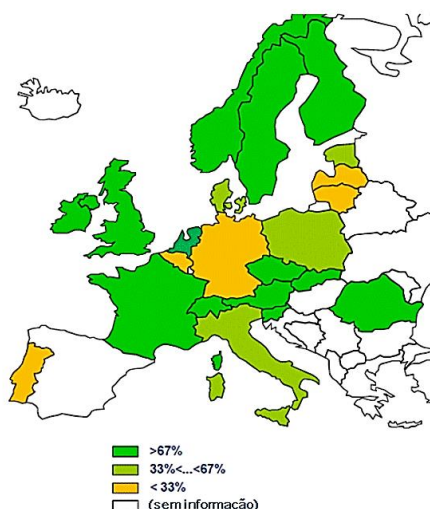


Figura 2.14 - Panorama geral da utilização dos Eurocódigos estruturais nos países da Europa, em setembro de 2010 (Pinto, 2010 apud Cruz, 2014).

Em 1989, um estudo realizado pela OCDE chamou a atenção para a propagação dos transportes rodoviários para além das fronteiras nacionais, e chegou às seguintes conclusões:

*“Há uma urgente necessidade de uma cooperação mais estreita entre os países membros sobre o problema de avaliar a capacidade de carga das pontes existentes. É necessária uma colaboração no domínio das políticas de transporte e dos regulamentos. Os códigos existentes, na maioria dos países membros, precisam de ser revistos e melhorados.”*

Um dos resultados desta iniciativa foi a elaboração do Eurocódigo 1 pelo Comité Europeu de Normalização (CEN). Este documento, ao qual foi dado o número ENV 1991, divide-se em diversas partes, sendo a mais relevante, no contexto do presente trabalho, a Parte 3 que retrata as ações do tráfego em pontes (ENV 1991-3 (1995) *Part 3: Traffic Actions on Bridges*).

A norma ENV 1991-3 (1995) define dois modelos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias, tal como apresentando na Figura 2.15. O modelo de carga 1 consiste num veículo de dois eixos de duas rodas (sistema tandem ou TS), e numa carga uniformemente distribuída, destinado a cobrir a maioria dos efeitos do tráfego de camiões e automóveis. O modelo de carga 2 é constituído por um único eixo de duas rodas e pretende cobrir os efeitos dinâmicos de tráfego normal.

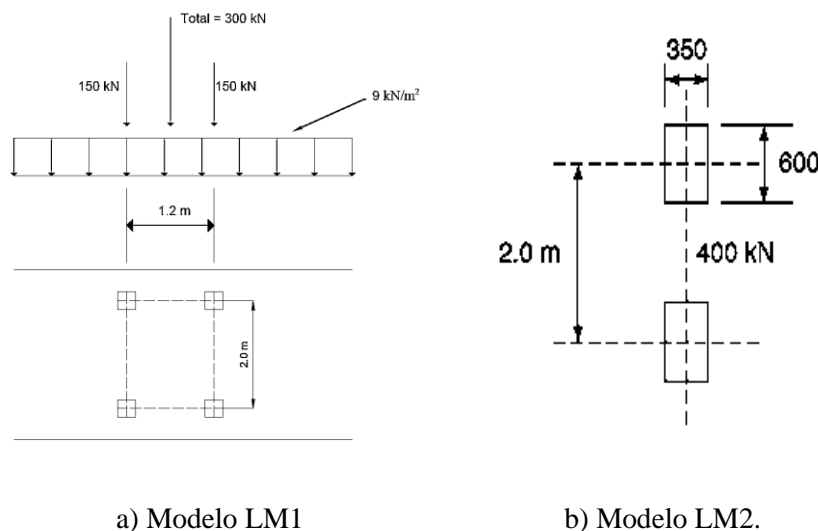


Figura 2.15 – Modelos de carga definidos na ENV 1991-3 (1995).

Atualmente é a EN 1991-2:2003 – “*Traffic Loads on Bridge*” (referida no capítulo 4.3) que define as ações do tráfego rodoviário em pontes e que substituiu a ENV 1991-3 (1995).

### 2.3.1.2 MODELOS BRASILEIROS

A primeira norma que definia os modelos de sobrecarga para pontes rodoviárias no Brasil foi a NB-6/1946, que estabeleceu o veículo tipo classe 24 (240 kN) e vigorou até 1960, quando entrou em vigor a NB-6/1960, estabelecendo a classe 36 (360 kN), constituída por um veículo com 3 eixos e 60 kN por roda, uma carga uniformemente distribuída de 5,0 kN/m<sup>2</sup> e uma carga de 3,0 kN/m<sup>2</sup> na restante área da plataforma de rodagem e nos passeios. Estes modelos de sobrecarga rodoviária foram utilizados para o cálculo das pontes rodoviárias projetadas entre 1975 e 1984. A Figura 2.16 exibe o esquema do veículo tipo e a distribuição das cargas no tabuleiro de uma ponte.

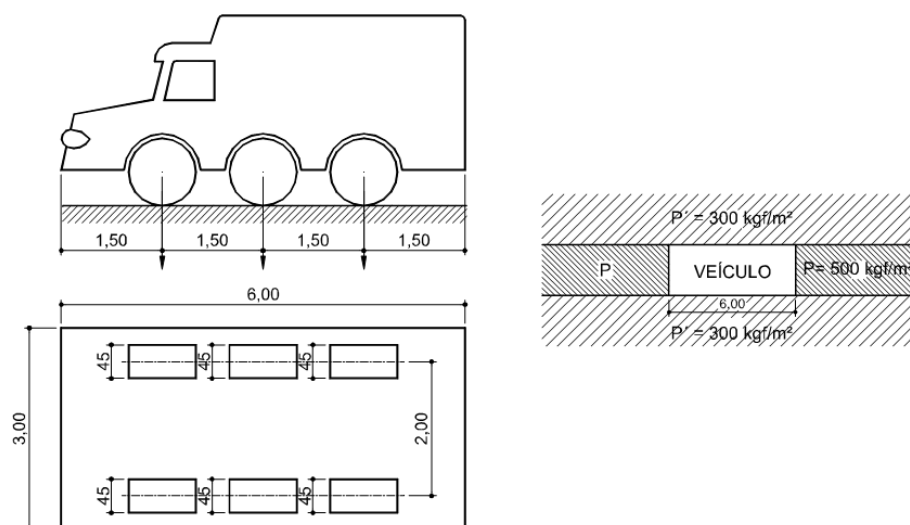


Figura 2.16 - Esquema do veículo classe 36 e da distribuição das sobrecargas rodoviárias no tabuleiro. (NB-6, 1960).

A última modificação das sobrecargas rodoviárias no Brasil, e que permanece em vigor até à data presente, ocorreu com a edição da NB-6/1982 atual NBR 7188/84, abordada no capítulo 4.4, que definiu o veículo tipo da classe 45 (450 kN). A norma atual permite sobrecargas da classe 30 e classe 12, que podem ser utilizadas para os projetos de pontes em estradas secundárias e com menor intensidade de tráfego. (VITÓRIO, 2013)

### 2.3.1.3 MODELOS AMERICANOS

A norma norte-americana, denominada *American Association of State Highway Officials – Standard Specifications for Highway Bridges* (AASHO) e publicada pela primeira vez em 1931 na sequência de um período de desenvolvimento que teve início em 1921, tem sido amplamente utilizada na concepção de pontes rodoviárias no Estados Unidos da América e noutros países. Em 1973, a norma passou a designar-se *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

Por vários anos considerava-se o modelo de sobrecarga rodoviária constituído por camiões HS20, previamente denominado de H20-S16. Posteriormente, atribui-se o nome HS20-44 indicando o ano em que foi introduzido (1944). O modelo HS20-44 consiste num camião de três eixos, em que o primeiro eixo tem um peso total de 35,6 kN; o segundo e o terceiro pesam ambos 142 kN. A Figura 2.17 exhibe o modelo HS20-44.

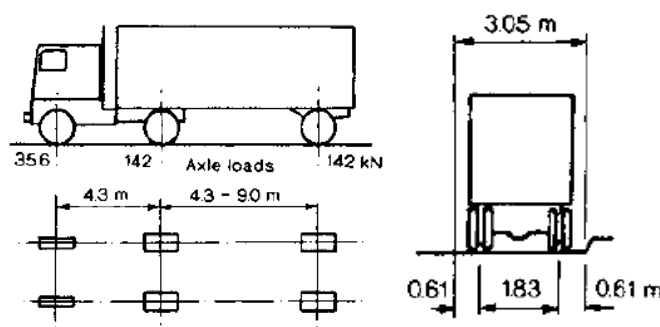


Figura 2.17 – Camião HS20-44 previsto na norma AASHTO (O'Connor et al, 2000).

Porém, o modelo HS20-44 não era o único modelo de sobrecarga considerado em 1944. Também se considerava uma carga concentrada de 116 kN e um momento fletor de 80,5 kN em conjunto com uma carga uniformemente distribuída de 9,34 kN/m. Todavia, a norma só admite que se utilize este modelo para vãos inferiores a 152 metros.

Em 1976, a AASHTO *Interim Specifications* modificou o modelo HS20-44, exigindo que as pontes rodoviárias também devem ser capazes de suportar veículos militares. Os modelos militares considerados consistiam em veículos de dois eixos distanciados de 1,22 m, e cada eixo totalizava uma carga de 106,8 kN. Posteriormente, alteraram-se as cargas do modelo e a distância entre eixos para 110 kN por eixo espaçados de 1,2 metros, respectivamente.

Em 1986, a AASHTO realizou uma revisão na abordagem de dimensionamento de pontes nos Estados Unidos da América, conduzindo à primeira edição do módulo *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) *Bridge Design Specifications*, em 1994. O novo modelo de sobrecarga rodoviária proposto pela norma AASHTO, denominado HL-93, é composto por um caminhão de três eixos (HS20-44), em que o primeiro eixo tem um peso total de 35 kN; o segundo e o terceiro pesam ambos 145 kN, em combinação com uma carga aplicada na via com distribuição uniforme no sentido longitudinal com um valor de 9,3 kN/m. Transversalmente, esta carga deve ser igualmente considerada com uma distribuição uniforme numa largura de 3,0 m. A Figura 2.18 ilustra o caminhão tipo considerado.

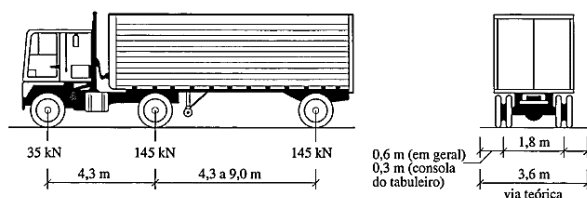


Figura 2.18 – Características do caminhão tipo (HS20-44) (AASHTO, 1994).

Presentemente vigora a versão da norma AASHTO lançada em 2012 e que será abordada no capítulo 4.5.

### 2.3.1.4 MODELOS CANADIANOS

A primeira edição, publicada em 1979, do *Ontario Highway Bridge Design Code* foi pioneira na filosofia da utilização de estados limites no dimensionamento de pontes, influenciando o desenvolvimento de muitas outras normas, como a norma norte-americana AASHTO. Embora tenha sido emitido inicialmente numa base experimental, várias pontes na cidade Ontário foram concebidas, desde 1979, de acordo com este regulamento. Nesta edição considera-se um veículo pesado (OHBD *Truck*) e ainda um modelo designado OHBD *Lane Load*, que é constituído por uma carga uniformemente distribuída de 10 kN/m e cargas concentradas equivalentes a 70% de cada eixo do veículo pesado. A Figura 2.19 ostenta o veículo considerado e o modelo OHBD *Lane Load*.

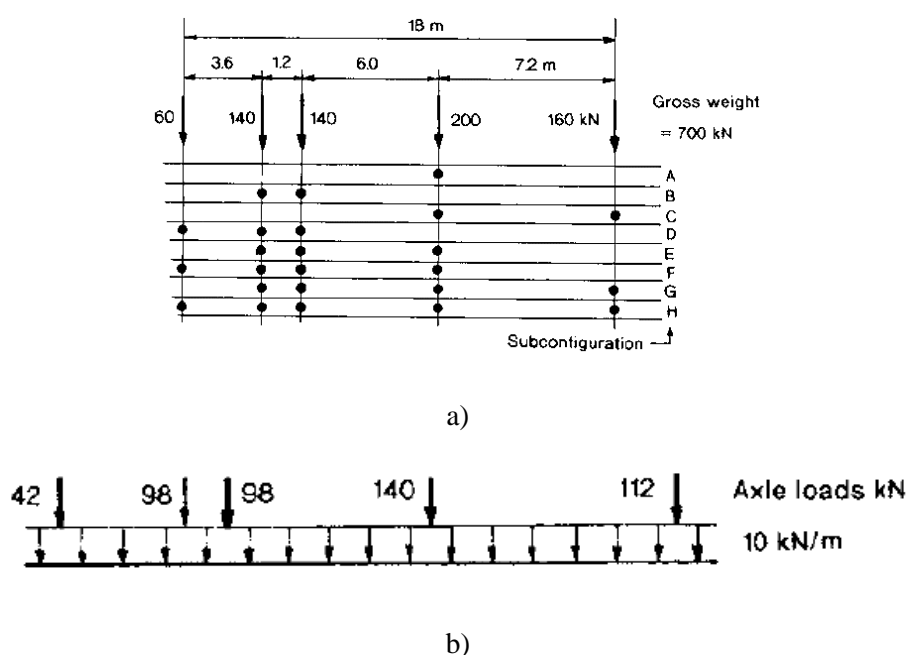


Figura 2.19 – Modelo de sobrecarga rodoviária previsto pelo OHBD 1979: a) OHBD *Truck*, 1979; b) OHBD *Lane Load*, 1979 (O'Connor et al, 2000).

A segunda edição, emitida em 1983, não apresenta alterações relativas aos modelos de sobrecarga rodoviária. No entanto, em 1991 as cargas do primeiro e segundo eixo do veículo pesado (OHBD *Truck*) são ligeiramente superiores tal como explicitado na Figura 2.20.



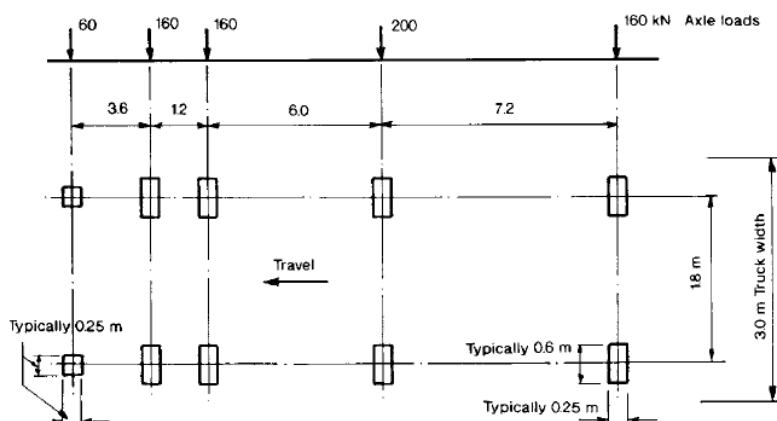


Figura 2.20 – OHBD Truck, 1991 (O'Connor et al, 2000).

O regulamento *Design of Highway Bridges of the Canadian Standards Association (CSA-S6)* baseava-se, inicialmente, nos modelos de carga da norma AASHTO, particularmente no modelo do caminhão HS20. Em 1988, o Memorando de Entendimento relacionado com as dimensões e os pesos dos veículos (MOU), conduziu à definição do modelo CS-W, onde “W” representa o peso total do veículo. A Figura 2.21 ilustra o modelo CS-W.

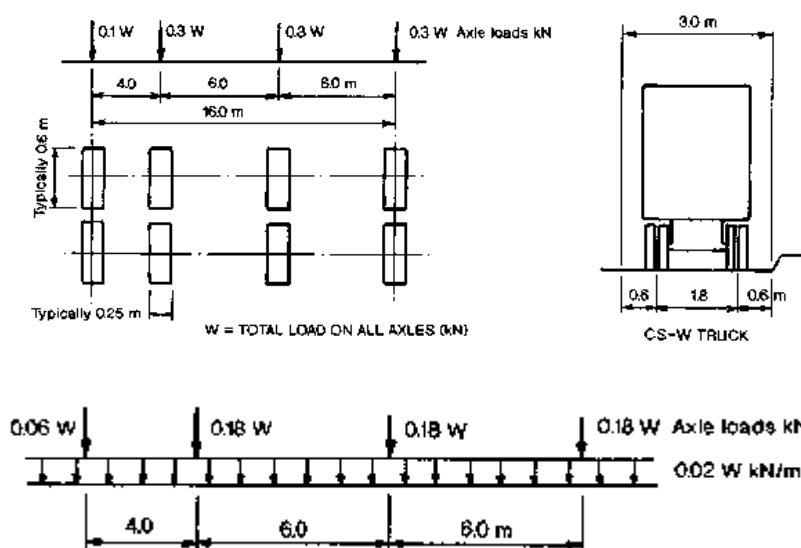


Figura 2.21 – Modelo canadiano CS-W (O'Connor et al, 2000).

Não obstante, em 1991 o MOU é modificado e serve como base do *Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC)*, emitido em 2000 (CAN/CSA-S6-00). De acordo com este regulamento, as pontes rodoviárias devem ser dimensionadas com base num modelo de carga designado por CL-W, constituído por um caminhão tipo (Figura 2.22 a)) ou por uma carga de distribuição uniforme aplicada na via considerada da atuação simultânea de um novo veículo tipo (Figura 2.22 b)).

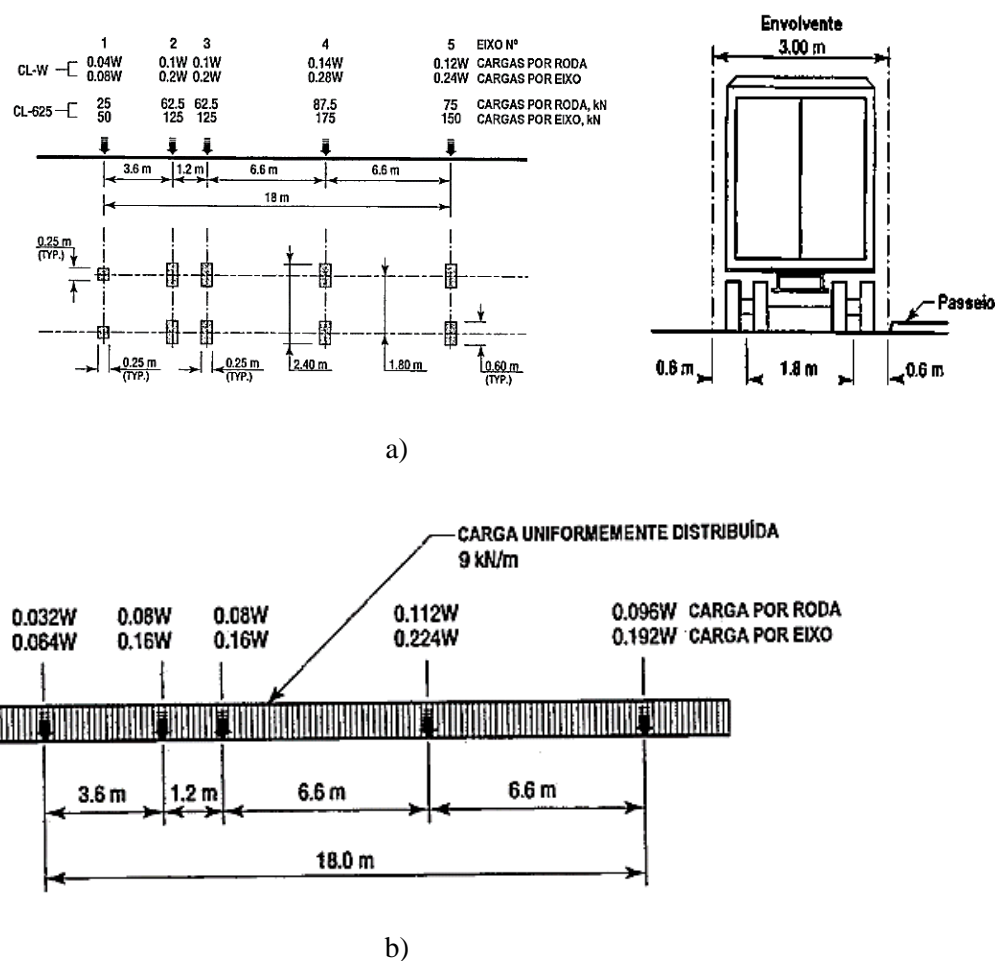


Figura 2.22 – Modelo de sobrecarga rodoviária definido na CAN/CSA-S6-00: a) Camião tipo CL-W; b) Carga de via CL-W (CAN/CSA-S6-00 (2000))

Em síntese, considera-se o modelo do veículo tipo CL-625, ou seja, um camião com um peso bruto de 625 kN. A carga de via consiste num camião tipo CL-W, com as suas cargas por eixo reduzidas a 80%, sobrepostas com uma carga uniformemente distribuída no sentido longitudinal de valor 9,0 kN/m. Transversalmente, esta carga deve ser considerada com distribuição uniforme numa largura de 3,0 metros.

Como princípios gerais de aplicação do modelo de carga CL-W, tem-se (Calçada, 2001):

- Os eixos do camião tipo que contribuam para uma redução dos efeitos não devem ser considerados;
- A parcela uniformemente distribuída da carga de via não deve ser considerada caso provoque uma redução dos efeitos;
- Em geral, para os estados limites últimos e de utilização, o carregamento deve ser constituído pelo camião tipo, com as respetivas cargas majoradas por um fator de amplificação dinâmica, conforme for mais desfavorável para o elemento em causa;

- iv. Para o estado limite último de fadiga e o estado limite de utilização por vibração excessiva da estrutura, o carregamento deve ser constituído apenas por um camião tipo, com as cargas majoradas pelo respetivo fator de amplificação dinâmica, móvel ao longo do centro da via considerada. A carga de via neste caso, não é considerada.

Em 2014 foi lançada a última versão do regulamento canadiano (CAN/CSA-S6-14). Contudo, no presente trabalho será abordada, no capítulo 4.7, a versão de 2006 (CAN/CSA-S6-06) devido à indisponibilidade de acesso ao regulamento mais recente.

### 2.3.1.5 MODELOS AUSTRALIANOS

Em 1953 é publicada a primeira edição de um código, que define a linha condutora para o projeto de pontes rodoviárias, designado *Australian Highway Bridge Design Specification*. Previamente a 1953, era considerável a diversidade de modelos de sobrecargas existentes. A título de exemplo, em 1923, a *Queensland Main Roads Board* publicou o “*Diagram of Live Loads*” que especifica a utilização de um trator e um número indefinido de reboques.

Publicada em 1959, a *National Association of Australian State Road Authorities* (NAASRA) – *Highway Bridge Design Specifications* baseava-se, nas primeiras edições, nas normas norte-americanas AASHO e AASHTO, e também considerava o camião HS20-44 e uma carga aplicada na via, em combinação com o mais leve camião americano e um camião com semirreboque. Em 1976, o camião com semirreboque foi substituído pelo camião T44, apresentando na Figura 2.23.

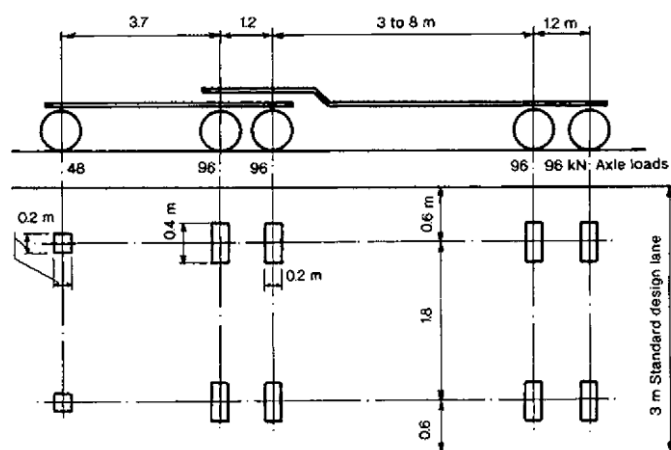


Figura 2.23 – Camião Australiano T44 (O'Connor et al, 2000).

Ainda se considerava um modelo de carga, designado L44 *Lane Loading*, que consiste numa carga concentrada de 150 kN e ainda uma carga sobreposta de distribuição uniforme de 12,5 kN/m aplicada numa largura de 3,0 metros de via. Este modelo é válido para vãos inferiores de 150 metros.

Em 1989, a NAASRA foi substituída pela *Austroroads*, que em 1992 publicou o primeiro código australiano para dimensionamento de pontes tendo em conta os estados limites. Neste código também se considera o camião T44 e ainda o modelo L44 *Lane Loading* em conjunto com uma carga de 70 kN aplicada numa área de 500 x 200 mm<sup>2</sup>.

Heywood e Ellis propuseram em 1998 um novo modelo de sobrecarga rodoviária denominado M1600 *Moving Traffic Load* que consistia numa carga uniformemente distribuída de 6 kN/m e um veículo com peso bruto de 1440 kN. A Figura 2.24 ostenta o modelo M1600 *Moving Traffic Load*.

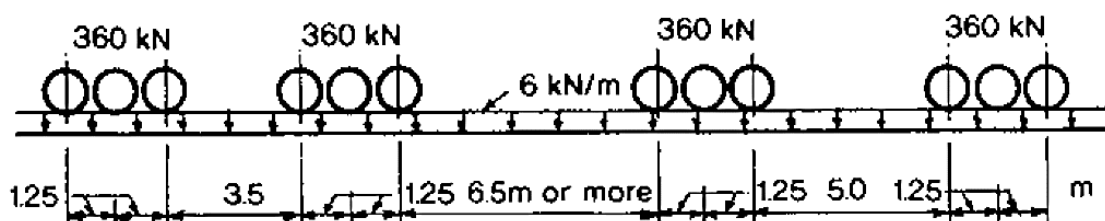
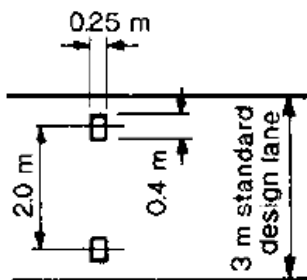
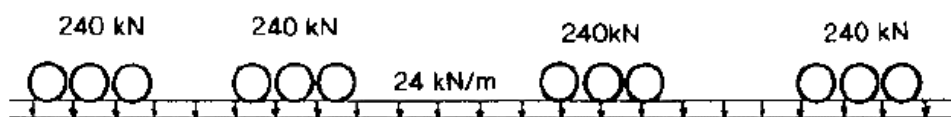


Figura 2.24 – Modelo M1600 Moving Traffic Load (O'Connor et al, 2000).

Também é proposto que se considerem dois modelos de cargas adicionais: modelo A160 *Axle Loading* (Figura 2.25 a)) que consiste em duas cargas de 80 kN espaçadas de 2,0 metros; modelo S1600 *Stationary Traffic Load* (Figura 2.25 Figura 2.25b)), semelhante ao modelo M1600 mas com diferentes intensidades de carga, e que pretende simular o tráfego estacionário.



a) A160 Axle Load



b) S1600 Stationary Traffic Load

Figura 2.25 – Segundo modelo proposto por Heywood e Ellis.

### 2.3.2 EFEITOS DINÂMICOS EM PONTES RODOVIÁRIAS

A resposta dinâmica de pontes é um tema complexo caracterizado por uma série de fatores imprevisíveis e, como consequência, muitos dos estudos publicados apresentam resultados e conclusões díspares. Nestes estudos, é de extrema importância a consideração dos dados referentes ao tráfego real, assim como o estado de conservação dos pavimentos, visando simular, de forma realista, os efeitos dinâmicos mais preponderantes nas respostas dos sistemas dinâmicos estruturais.

O comportamento dinâmico de pontes sob a ação do tráfego rodoviário tem sido um assunto de interesse para os engenheiros civis sendo que os primeiros estudos remontam a meados do século XIX, altura em que se começou a sentir a necessidade de considerar no dimensionamento das pontes os efeitos dinâmicos provocados pelas cargas de tráfego, em especial em pontes ferroviárias. Ao longo dos últimos 50 anos, realizou-se uma quantidade significativa de investigações por via teórica e experimental, no âmbito da dinâmica de pontes, permitindo a compreensão do comportamento das estruturas existentes, particularmente na caracterização e na solução de problemas relacionados com a vibração estrutural. Neste contexto, a presente secção apresenta uma visão histórica de várias investigações realizadas, relacionadas com vários aspetos do comportamento dinâmico de pontes.

Após uma série de colapsos de várias pontes ferroviárias na Grã-Bretanha, foi constituída, em 1846, uma comissão mandatada pela Rainha Vitória (1837-1901) com o intuito de estudar as amplificações dinâmicas em pontes. Em 1849, Willis realizou um conjunto de testes de uma carga móvel em vigas de ferro fundido, e ainda formulou a equação diferencial do movimento para uma massa constante que atravessa uma viga flexível sem massa, em função da velocidade. Não sendo capaz de resolver essa equação, solicitou a colaboração do físico inglês Stokes que ainda encontrou a solução para o problema da passagem de uma carga em movimento sobre uma viga com massa. Todavia, Stokes acabou por falecer sem encontrar a solução para o problema que só foi obtida em 1937 por Schallenkamp.

Se Willis foi o primeiro autor a referir o efeito da velocidade, Deslandres deve ser considerado o primeiro a mencionar a importância da frequência. Em 1893 concluiu que, mesmo para pequenas amplitudes do carregamento, como por exemplo o trote de cavalos, podem produzir-se vibrações de larga amplitude quando a frequência da excitação coincide com a frequência fundamental de vibração da ponte, fenómeno designado de ressonância. Os seus estudos teóricos limitaram-se no entanto à determinação dessa frequência e à observação de que a resposta dinâmica da ponte é dificilmente calculável pelo facto do amortecimento da ponte ser dependente da amplitude da vibração. Estritamente do ponto de vista da frequência, o cenário atual não é muito diferente do da época, já que os cavalos a trote e os modernos camiões têm ambas frequências dominantes próximas dos 3 Hz (Cantieni, 1992 apud Calçada, 2001).

Em 1889, Souleyre concluiu que a amplificação dinâmica decresce com o aumento do vão da ponte. Em 1893, Melan apresentou pela primeira vez uma fórmula para o cálculo de um fator de amplificação

dinâmica. Por sua vez, Waddel tentou tratar os problemas das pontes rodoviárias e ferroviárias de igual modo, procurando aplicar os coeficientes determinados com base num grande número de ensaios levados a cabo pela *American Railway Engineering Association* (AREA) (Calçada, 2001).

Em 1929, Fuller apresentou os resultados dos trabalhos experimentais relacionados exclusivamente com o comportamento de pontes rodoviárias em Iowa, Estados Unidos, no “*II International Congress for Bridge and Structural Engineering*”, realizado em Viena. Ainda nesse ano, Timoshenko, no âmbito das pontes ferroviárias, analisou o problema de uma carga movimentando-se com velocidade constante, considerando a massa da viga, e também investigou as características dinâmicas do veículo.

Em 1931, a *American Society of Civil Engineers* (ASCE) elaborou um relatório sobre o tema “Impacto em pontes rodoviárias” onde se coloca em causa a dependência do coeficiente de impacto do vão da ponte. Foram igualmente abandonados os modelos de cargas associadas à passagem de tropas de cavalaria, a trote ou a galope, ou tropas em marcha, como os modelos condicionantes do dimensionamento deste tipo de pontes. Para tabuleiros de pontes com vão de 12 metros, foi proposto um coeficiente dinâmico de 25%. Este relatório contém igualmente referências às propriedades dos veículos, distinguindo entre diversos tipos de pneus, e às irregularidades do pavimento, sugerindo a simulação da presença de grandes irregularidades por intermédio de obstáculos. (Calçada, 2001).

Inglis (1934) propôs soluções aproximadas para o movimento de cargas com velocidade constante, obtidas numericamente, e admitiu que a resposta dinâmica de uma viga simplesmente apoiada fosse representada pelo seu primeiro modo de vibração, reduzindo o problema a um grau de liberdade.

No início da década de 50 (século XX), foi registada uma série de contribuições provenientes dos Estados Unidos, relacionadas com o comportamento dinâmico de pontes. Destacam-se os estudos realizados por Foster (1952), Hayes e Sbarounis (1955), Edgerton e Balneário (1955), Biggs e Suer (1955) e de Wright e Green (1959). Em 1951, Hillerborg analisou os efeitos de um sistema massa-mola deslocando-se sobre uma viga simplesmente apoiada, considerando que a flecha dinâmica, em qualquer instante, era proporcional à flecha estática.

Em 1955, Edgerton, Beecroft e Scheffey, notaram que os estudos apresentados, até então, eram determinísticos. Assim, realizaram análises paramétricas envolvendo diversos parâmetros como a tipologia estrutural, o vão, as propriedades físicas e dinâmicas dos veículos e a rugosidade do pavimento (Moroz, 2009).

Em 1956 teve início o programa de ensaios da AASHO (1961) designado *AASHO Road Test*, em Ottawa (Illinois), que tinha como intuito o estudo do comportamento de pavimentos e pontes em condições de carregamento definidas, tendo em vista a otimização do dimensionamento destes elementos. Este programa é frequentemente citado como uma fonte primária de dados experimentais do

desgaste provocado por veículos em autoestradas. Em 1958 realizou-se uma investigação experimental com o propósito de caracterizar as cargas de impacto em pontes. Foram investigadas 18 pontes simplesmente apoiadas com vãos de 15,2 metros, e tabuleiros em betão armado e compósitos, formados por vigas I em aço e laje superior em betão ou por vigas pré-fabricadas em betão pré-esforçadas e laje superior em betão. Utilizaram-se 14 veículos de teste (incluindo camiões simples de 2 e 3 eixos e camiões com trator e semirreboques de 5 eixos) e um total de cerca de 1900 passagens. A instrumentação das pontes foi essencialmente localizada a meio vão e consistiu na utilização de extensómetros e defletómetros. Nos veículos foram medidas, de uma forma contínua, a deformação das suspensões, a pressão dos pneus e a aceleração dos eixos. As amplificações dinâmicas registadas atingiram 63% para os deslocamentos (com 88% dos valores entre 10 e 40%), 41% para as extensões (com 90% dos valores entre 5 e 30%). As conclusões deste programa de ensaios permitiram compreender a importância, no que diz respeito à dinâmica de pontes rodoviárias, dos parâmetros relacionados com o veículo, em particular das suspensões, e com a irregularidade do pavimento.

Em 1957, Oehler apresentou um relatório sobre ensaios dinâmicos em 15 pontes rodoviárias com frequências entre 4,3 e 8,1 Hz. Apenas um veículo, um trator com semirreboque e uma frequência fundamental de 3,24 Hz, foi utilizado nos ensaios. Neste trabalho, é referido que, regra geral, as pontes com menores frequências registaram as maiores amplificações dinâmicas. Além disso, refere-se que a amplificação dinâmica parece estar mais diretamente relacionada com a irregularidade do pavimento do que com quaisquer outros fatores (Cantieni, 1992 apud Calçada, 2001).

Wright e Green (1964) apresentaram os resultados de ensaios dinâmicos realizados em 52 pontes rodoviárias submetidas ao tráfego na província de Ontário (Canadá), durante o período de 1956 a 1957. Em cada ponte determinou-se a rigidez, a frequência fundamental, o amortecimento, e ainda os coeficientes de amplificação dinâmica obtidos sob condições normais de circulação de veículos e também a influência das vibrações da ponte sobre os peões que a percorrem. Para uma ponte com uma frequência de 2,15 Hz, investigada antes e depois da colocação da camada superior do pavimento, foi observado que a amplificação dinâmica para o pavimento liso foi apenas de 30% da amplificação verificada para o pavimento rugoso, o que permitiu concluir que os coeficientes de amplificação dinâmica são influenciados por irregularidades na superfície, incluindo a presença de juntas de dilatação.

A partir dos anos 70, como consequência do desenvolvimento do método dos elementos finitos e da evolução do computador, os modelos matemáticos utilizados na análise de problemas dinâmicos em pontes passaram a ser mais sofisticados (Moroz, 2009).

Os modelos dos veículos baseavam-se em modelos analíticos, como sistemas massa-mola-amortecedor, para o desenvolvimento das equações de movimento do sistema acoplado ponte-veículo. Em 1970, Huang e Veletsos analisaram o comportamento dinâmico de lajes retangulares submetidas a cargas

móveis. Veletsos ainda desenvolveu um método numérico para avaliar a resposta dinâmica de pontes rodoviárias. Considerou uma viga elástica com flexibilidade distribuída e massas concentradas, submetida a um modelo de carregamento que consiste numa carga de três eixos com amortecimento adequado para representar o sistema de suspensão dos veículos. Bruch (1973) realizou estudos semelhantes no Brasil considerando um modelo mais realista, simulando ao mesmo tempo a massa e a suspensão dos veículos.

Csagoly, Campbell e Agawal (1972) realizaram uma segunda série de testes em pontes em Ontário durante o intervalo de tempo compreendido entre 1969 e 1971. Onze pontes foram testadas, determinando-se que os fatores de amplificação dinâmicos máximos obtidos nos testes variaram entre 30 a 85 % e foram alcançados para pontes com frequências na gama de 2 a 5 Hz. É ainda proposto pelos autores que seja evitada esta banda optando-se pela escolha da primeira frequência acima dos 5 Hz, ou pela escolha da primeira frequência abaixo dos 2 Hz e da segunda acima dos 5 Hz.

Leonard (1974) e Page (1976) efetuaram uma série de ensaios dinâmicos em pontes rodoviárias conduzidos pelo *Transport and Road Research Laboratory* (TRRL) em Inglaterra. O programa de ensaios principal envolveu a análise de 30 pontes, registando-se os valores de impacto que varia entre 0,09 e 0,75. Tilly (1978), no âmbito da investigação realizada pelo TRRL, estudou a resposta de pontes excitadas por um dispositivo que induzia a ponte em vibração livre. Através destes ensaios, foi possível determinar os valores dos coeficientes de amortecimento das pontes. O Quadro 2.2 expõe os valores típicos dos coeficientes de amortecimento em pontes metálicas e de betão.

Quadro 2.2 - Valores típicos dos coeficientes de amortecimentos em pontes (Paultre et al. 1992 apud McLean et al. 1998).

| <b>Tipo de Ponte</b>                                 | <b>Vão (m)</b> | <b>Número de pontes testadas</b> | <b>Valor máximo do coeficiente de amortecimento</b> | <b>Valor mínimo do coeficiente de amortecimento</b> |
|--|----------------|----------------------------------|---|---|
| Betão na Suíça, Grã-Bretanha e Bélgica (Tilly, 1986) | 10 - 85        | 213                              | 0,079   | 0,02  |
| Aço-Betão na Grã-Bretanha (Tilly, 1986)              | 28 - 41        | 12                               | 0,084   | 0,055   |
| Betão pré-esforçado (Billing, 1984)                  | 8 - 42         | 4                                | 0,022   | 0,008   |
| Aço (Billing, 1984)                                  | 4 - 122        | 14                               | 0,013   | 0,004   |



Shepard e Sidwell (1973), Shepard e Aves (1973) e Wood e Shepard (1979) determinaram os valores do impacto, isto é, o grau da intensidade da resposta dinâmica, em 14 pontes na Nova Zelândia. Os valores calculados resultaram da medição da deformação verificada durante a passagem de um caminhão tipo de dois eixos e do tráfego de veículos ligeiros. Para uma ponte em particular registou-se um valor de impacto de 0,7 para o tráfego de veículos ligeiros e pesados; para passagem do caminhão tipo, o valor de impacto foi de 0,3. Também se concluiu que as características dos veículos são preponderantes sobre os valores de impacto registados.

Em 1980, realizou-se a terceira série de ensaios dinâmicos em pontes rodoviárias, em Ontário. Os testes abrangeram 27 pontes de várias configurações de construção metálica, de betão e de madeira, e com vãos compreendidos entre 5 e 122 metros, que permitiram servir de base para o desenvolvimento do código *Ontario Highway Bridge Design Code* (OHBDC). Avaliaram-se as acelerações, deflexões e deformações com o propósito de caracterizar a resposta dinâmica das pontes. Os ensaios efetuados permitiram concluir que:

- i. As amplificações dinâmicas, em geral, diminuem com o aumento do peso do caminhão para vãos superiores a 30 metros;
- ii. Quando os testes são realizados com dois veículos colocados lado a lado, as amplificações dinâmicas são geralmente reduzidas;
- iii. Para pontes com frequências fundamentais na gama de 2 a 5 Hz, registaram-se maiores amplificações dinâmicas;
- iv. As pontes em madeira aparentaram não vibrar.

Cantieni (1988, 1992) apresentou os resultados dos ensaios dinâmicos da ponte Deibüel, na Suíça (Figura 2.26). Trata-se de uma ponte constituída por dois meios tabuleiros independentes, com 3 e 5 tramos, suportando cada um duas vias de tráfego. Os ensaios foram realizados num dos meios tabuleiros, com três tramos e vãos de 36,95, 41,00 e 32,35 metros (Calçada, 2001).

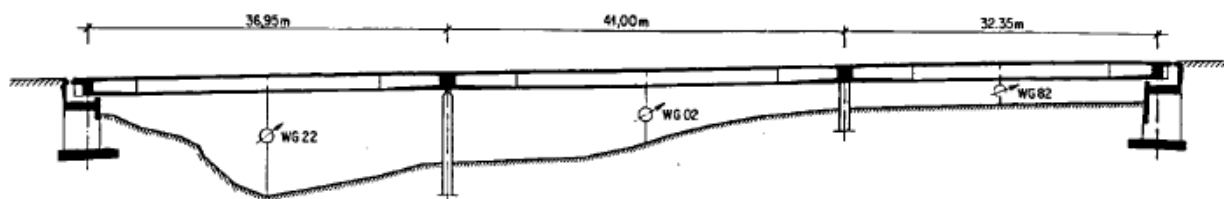


Figura 2.26 – Corte longitudinal da Ponte Deibüel com a localização dos defletómetros (Cantieni, 1988 apud Calçada, 2001).

Numa fase inicial, realizaram-se ensaios num pavimento em betão e com uma espessura média de 10 cm, designado pela letra A, com o intuito de representar as características de um pavimento antigo em más condições. Após a primeira fase de ensaios, o mesmo pavimento foi suavizado por intermédio de

uma camada de argamassa à base de um material polimérico. Este segundo pavimento foi designado pela letra B.

Para a execução dos ensaios foram utilizados 14 caminhões de teste de tipologia simples, articulados e simples com reboque. Os principais parâmetros investigados nestes ensaios foram a velocidade, a posição transversal dos caminhões e a pressão dos pneus, tendo-se ainda efetuado ensaios com e sem ressaltos, num total de cerca de 5885 passagens. Na Figura 2.27 exibem-se os resultados obtidos em termos de amplificações dinâmicas referentes ao deslocamento vertical do tabuleiro, medido pelo transdutor WG22 para os pavimentos A e B.

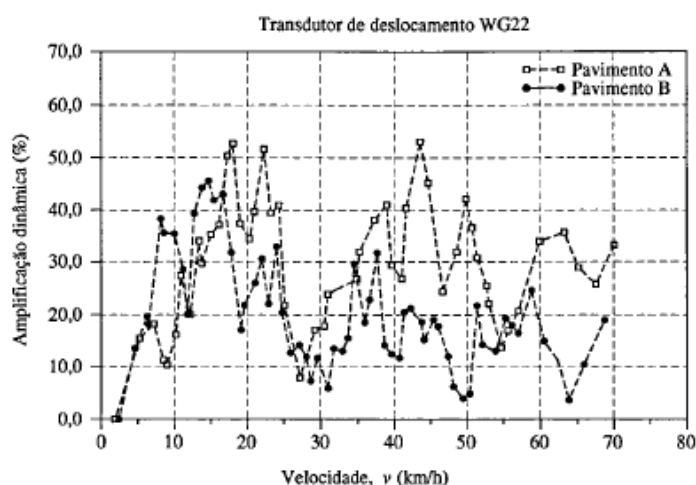
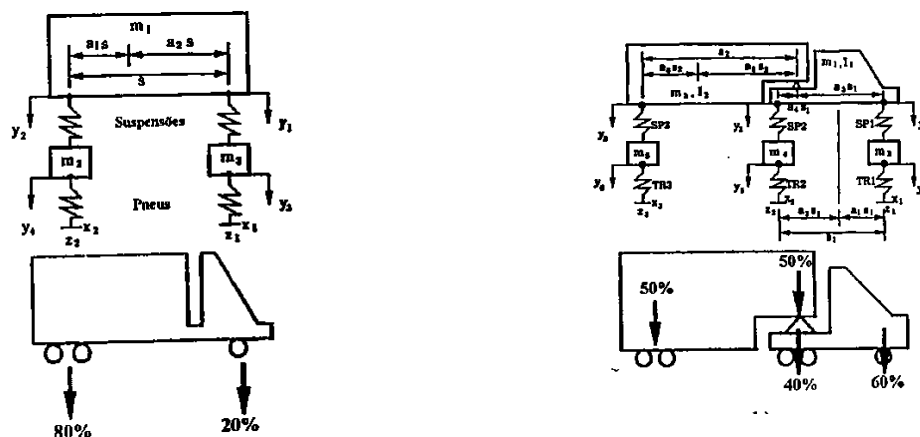


Figura 2.27 – Amplificação dinâmica relativa ao deslocamento vertical do tabuleiro medido pelo transdutor WG22 (Cantieni, 1992 apud Calçada, 2001).

Os resultados obtidos para estas pontes constituíram uma excelente base de dados, tendo sido utilizados os seus resultados por exemplo por Drosner (1989), no *Rheinisch Westfälische Technische Hochschule* (RWTH) de Aachen (Alemanha), no âmbito da calibração de um modelo numérico dos sistemas ponte-veículos (Calçada, 2001).

Hwang et al. (1991) desenvolveram métodos para a determinação de parâmetros estatísticos relativos às amplificações dinâmicas em pontes rodoviárias a serem aplicados no desenvolvimento de uma norma sobre a reabilitação estrutural de pontes. As variáveis analisadas incluíram o tipo de camião, o peso bruto, as distâncias entre eixos, a velocidade, a massa, as suspensões e os pneus. Também se analisou a rugosidade da estrada e pontes metálicas e pré-esforçadas, de um só tramo simplesmente apoiado de 12, 18, 24 e 30 metros de vão. As análises foram efetuadas para a passagem de um camião isolado ou dois camiões circulando lado a lado. Relativamente aos veículos, considerou-se camiões simples, com 3 eixos, ou articulados, com 5 eixos. A Figura 2.28 apresenta os modelos dinâmicos adotados.



a) Modelos simples (Hwang et al., 1991 apud Calçada, 2001).

b) Modelos articulados (Hwang et al., 1991 apud Calçada, 2001).

Figura 2.28 – Modelos dinâmicos e repartição do peso bruto de caminhões.

Os parâmetros aleatórios relativos aos veículos, peso bruto ( $W$ ), velocidade ( $v$ ) e distância ( $D$ ) entre o eixo dianteiro e o conjunto de eixos traseiro do semirreboque, no caso de um caminhão simples, e o eixo traseiro do trator e o conjunto de eixos traseiro do semirreboque, no caso de um caminhão articulado, foram caracterizados através de distribuições estatísticas obtidas a partir de resultados de medições de tráfego com base em sistemas *Weigh-in-Motion* (WIM) (Calçada, 2001).

Os estudos efetuados permitiram concluir que (Calçada, 2001):

- A amplificação dinâmica diminui com o aumento do peso do veículo;
- Os efeitos estáticos e dinâmicos não estão correlacionados, exceto para as pontes com 30 metros de vão, para as quais foi identificado um ligeiro grau de correlação;
- Os coeficientes de variação das amplificações dinâmicas variam entre 40% e 70%;
- As amplificações dinâmicas obtidas para dois caminhões circulando lado a lado são inferiores aos obtidos para um caminhão isolado.

Nowak (1993), após investigações de modelos analíticos de pontes, concluiu que as cargas dinâmicas não dependem somente do vão, mas também da rugosidade da superfície do pavimento e das características dinâmicas dos veículos (Moroz, 2009).

Em 1996, Bailey realizou campanhas de medição contínua dos efeitos do tráfego rodoviário em seis pontes, com diferentes vãos e sistemas estruturais, com o propósito da obtenção de distribuições probabilísticas relativas aos efeitos estáticos e dinâmicos do tráfego, bem como do estabelecimento de correlações entre os dois efeitos. As respostas dinâmicas de cada uma das pontes ensaiadas foram medidas com base em extensômetros de resistência elétrica instalados em diversos pontos do tabuleiro.

A duração de cada medição foi de cerca de duas semanas. O pós-processamento da informação envolveu a identificação dos eventos associados à passagem de camiões pesados, a remoção dos efeitos lentos associados essencialmente à variação de temperatura e, a partir destes últimos registos, a avaliação de coeficientes de amplificação dinâmica. As respostas estáticas equivalentes foram obtidas por intermédio da aplicação de filtros do tipo passa-baixo de Savitzky-Golay, de ordem 4. O coeficiente de amplificação dinâmica ( $\phi$ ) foi então definido como a razão entre os efeitos dinâmicos e estáticos máximos (Calçada, 2001).

Heywood (1995) apresentou os resultados de uma investigação na Austrália relativa à influência das suspensões de camiões na resposta dinâmica de pontes rodoviárias. Deste modo, analisaram-se veículos com suspensões pneumáticas e com suspensões de lâminas de aço. Esta investigação permitiu concluir que a resposta dinâmica é sensível à frequência natural da ponte, ao tipo de suspensão do veículo, à velocidade do veículo e à rugosidade do pavimento, e que a resposta dinâmica é inferior para veículos com suspensão pneumática.

Silva, em 1996, avaliou os efeitos das irregularidades superficiais sobre o comportamento dos tabuleiros rodoviários, e concluiu que os coeficientes de impacto, adotados pelas normas vigentes, não abrangiam todas as ações dinâmicas verticais provenientes do veículo (Moroz, 2009).

Em 1998 é publicado, sob a forma de relatório final, o projeto de investigação desenvolvido pela OCDE, designado *Dynamic Interaction between Vehicles and Infrastructure Experiment* (DIVINE) que teve início em novembro de 1992. Este projeto constitui um dos trabalhos com maior relevância no âmbito da interação entre os veículos e as infraestruturas rodoviárias, e teve como finalidade sugerir as linhas condutoras para que os responsáveis pelos elementos de interação pudessem seguir em termos de políticas reguladoras do transporte e do dimensionamento e da manutenção da infraestrutura.

A investigação divide-se em seis tópicos, sendo o tópico 6 relativo à interação dinâmica entre os veículos e pontes, cujo desenvolvimento foi liderado pela Suíça (EMPA) e integrou também a Austrália (QUT), o Canadá (NRC), a França (LCPC) e o Reino Unido (TRRL). Esta equipa de investigação procurou estabelecer experimentalmente as consequências, em termos da resposta dinâmica de pontes, da alteração de suspensões de veículos pesados de lâminas de aço (*leaf spring suspensions*) para as modernas suspensões pneumáticas (*air suspensions*).

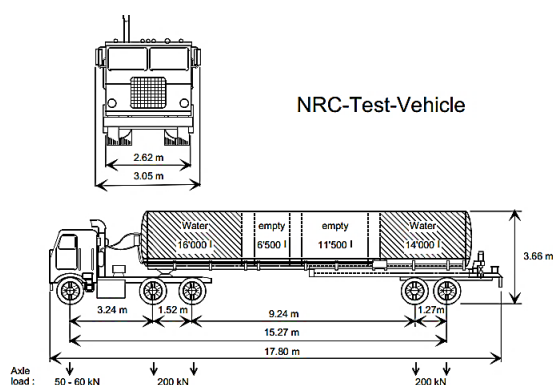
De acordo com o referido em OCDE (1992) e citado por Cantieni et al. (1998) e Calçada (2001), as frequências associadas aos movimentos das caixas dos camiões situam-se no intervalo 2,5 a 4,0 Hz, para os camiões equipados com suspensões de lâminas de aço, e 1,5 a 1,8 Hz, para os camiões equipados com suspensões pneumáticas. As frequências associadas aos movimentos dos eixos dos veículos ocorrem na mesma gama para ambos os tipos de suspensões (8 a 20 Hz). Em relação ao amortecimento das suspensões, verifica-se que para velocidades elevadas e uma rugosidade do pavimento também

elevada, as suspensões de lâminas de aço providenciam um nível de amortecimento alto, em resultado das forças de atrito que ocorrem nas superfícies de deslizamento entre lâminas. Relativamente às suspensões pneumáticas, o amortecimento é garantido por amortecedores adicionais do tipo viscoso, pelo que o nível de amortecimento depende fortemente do estado de conservação e manutenção desses amortecedores. Atendendo à correlação existente entre o vão máximo e a frequência fundamental da ponte, as questões a responder eram:

- i. Existe risco das pontes de grande e médio vão ( $f = 1,5$  a  $1,8$  Hz,  $L \approx 60$  a  $80$  metros) serem extremamente sensíveis aos movimentos vibratórios dos veículos equipados com as suspensões modernas? Se sim, qual a amplificação dinâmica máxima esperada?
- ii. Existe risco das pontes de pequeno vão ( $f = 10$  a  $15$  Hz,  $L \approx 10$  metros) serem sujeitas a maiores amplificações dinâmicas pela ação dos camiões equipados com suspensões pneumáticas?

Para responder a estas questões, efetuaram-se ensaios dinâmicos em sete pontes rodoviárias, três das quais localizadas na Suíça, e quatro na Austrália

Para se atingir esse objetivo, realizaram-se ensaios dinâmicos que consistiram na passagem de um veículo teste circulando a várias velocidades até aos 100 km/h nas sete pontes rodoviárias. A Figura 2.29 ostenta o veículo teste, propriedade da NRC (*National Research Council, Canadá*), utilizado nos ensaios realizados na ponte Sort, na Suíça.



a) Alçados esquemáticos frontal e lateral  
(Cantieni et al., 1998).



b) Imagem do veículo durante o ensaio na ponte  
Sort, na Suíça (Cantieni et al., 1998).

Figura 2.29 – Veículo de teste NRC.

O veículo de teste NRC utilizado nos ensaios consiste num camião do tipo articulado, constituído por um trator com três eixos e um semirreboque com dois eixos, e que possui dois tanques instalados no semirreboque, que cheios com água permitem alcançar um peso bruto de 450-460 kN. Este veículo ainda pode ser equipado com um conjunto de suspensões de lâminas de aço ou, em alternativa, com um conjunto de suspensões pneumáticas, tal como apresentado na Figura 2.30.



a) Suspensões de lâminas de aço (Cantieni et al., 1998).



b) Suspensões pneumáticas (Cantieni et al., 1998).

Figura 2.30 – Vistas inferiores do veículo de teste NRC.

Salienta-se que para a determinação do fator de carga dinâmica (DLC – *Dynamic Load Charge*), definido como a razão entre o desvio padrão da componente dinâmica da carga e o seu valor médio, este último coincidente com a componente estática da carga, assim como para a medição das cargas dinâmicas por roda do veículo, recorreu-se a um acelerómetro e um extensómetro. A Figura 2.31 exhibe a disposição do acelerómetro e do extensómetro num dos eixos do veículo de teste NRC.

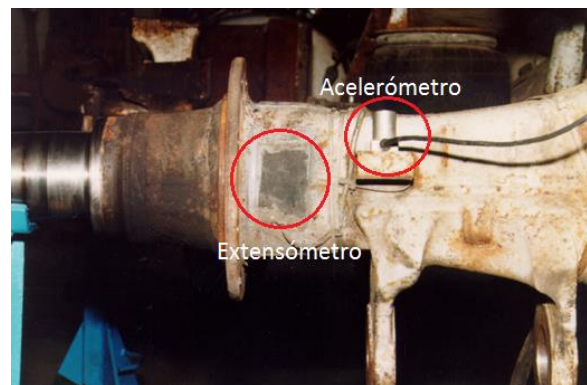


Figura 2.31 – Disposição do acelerómetro e do extensómetro num dos eixos do veículo teste NRC (Cantieni et al., 1998).

Para cada passagem, foram registadas as evoluções temporais dos deslocamentos verticais a meio vão dos tramos de tabuleiro, e com base nestes registos calculou-se a amplificação dinâmica ( $\phi$ ) relativa ao deslocamento, a frequência fundamental ( $f$ ) da ponte e o coeficiente de amortecimento ( $\xi = \delta/(2\pi)$ ), com base nas relações indicadas na Figura 2.32 (Calçada, 2001).

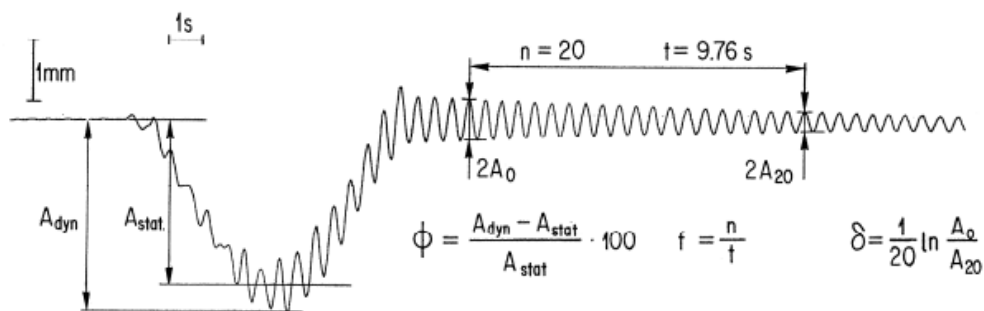


Figura 2.32 – Exemplo do registro relativo à evolução temporal do deslocamento vertical da ponte e definição da amplificação dinâmica ( $\phi$ ), frequência fundamental ( $f$ ) e coeficiente de amortecimento ( $\xi = \delta/(2\pi)$ ) (Cantieni et al., 1998).

As medições dos perfis de irregularidade do pavimento foram realizadas pela Empresa Sueca *Laser RST* (*Road Survey Technology, Solna and Linköping, Sweden*). O sistema móvel utilizado consiste em dois sistemas de laser e acelerômetros. Os dispositivos são fixados a uma viga que por sua vez foi fixada a um veículo tipo EMPA, tal como apresentado na Figura 2.33. Com base nestes perfis, realizaram-se estimativas da função densidade espectral de potência e procedeu-se à avaliação da qualidade do pavimento de acordo com a norma ISO 8608 (ISO, 1995).



Figura 2.33 – Exemplo de perfilómetros laser fixados no veículo EMPA, Ponte Deibüel (Cantieni et al., 1998).

O Quadro 2.3 apresenta os valores das amplificações dinâmicas ( $\phi_{\max}$ ) para os diferentes tipos de pontes/suspensões, e ainda outros parâmetros relevantes dos ensaios.

Quadro 2.3 - Amplificações dinâmicas máximas relativas ao deslocamento vertical da ponte em função da configuração ponte/suspensão do veículo de teste (Cantieni et al., 1998 apud Calçada, 2001).

| Ponte<br>(País)            | L (m) | f (Hz) | $\xi$ (%) | Qualidade<br>do<br>pavimento<br>(*) | Coincidência<br>de<br>frequências | Suspensão         |                                   |
|----------------------------|-------|--------|-----------|-------------------------------------|-----------------------------------|-------------------|-----------------------------------|
|                            |       |        |           |                                     |                                   | Lâminas de<br>aço | Pneumática                        |
|                            |       |        |           |                                     |                                   | $\phi_{\max}$ (%) | $\phi_{\max}$ (%)                 |
| Sort<br>(CH)               | 70    | 1.62   | 1         | A                                   | Sim (2)                           | 10                | 26                                |
| Deibuel<br>(CH)            | 41    | 3.01   | 0.8       | A                                   | Sim (1)                           | 21                | 5                                 |
| Foss<br>(CH)               | 31    | 4.44   | 0.6       | B                                   | Não                               | 15                | 12                                |
| Lawsons<br>(AUS)           | 23.3  | 5.1    | 1         | A                                   | Não                               | 6                 | 3                                 |
| Coxs<br>(AUS)              | 11    | 10.2   | 4.5       | A                                   | Sim                               | 28                | 18                                |
| Camerons<br>Creek<br>(AUS) | 9.1   | 11.3   | 1.5       | B-C                                 | Sim (3)                           | 119               | 75 (veículo 1)<br>137 (veículo 2) |
| Cromarty<br>(AUS)          | 9     | 9.5    | 2.6       | B-C                                 | Sim (3)                           | 109               | 50                                |

(1) Suspensão de lâminas de aço; (2) suspensão pneumática; (3) eixos do veículo; (\*) de acordo com a norma ISO 8608 (ISO, 1995).

As principais conclusões dos ensaios dinâmicos foram (Calçada, 2001):

- i. Para coincidências de frequências na gama 1,5 a 1,8 Hz e vãos entre 60 e 80 metros, não são de esperar vibrações excessivas da ponte no caso de camiões equipados com suspensões pneumáticas e classes de qualidade do pavimento A (muito boa);
- ii. Para coincidências de frequências em torno dos 10 Hz e vãos na ordem dos 10 metros, foram registadas vibrações excessivas da ponte, para ambos os tipos de suspensões, e para classes de qualidade do pavimento B e C (boa e média). A situação é particularmente severa se os amortecedores das suspensões pneumáticas se tornarem ineficazes.



As principais conclusões do projeto DIVINE no que diz respeito às pontes foram (Calçada, 2001):

- i. As suspensões dos veículos são um fator determinante da resposta dinâmica das pontes submetidas à passagem isolada de veículos;
- ii. Os caminhões equipados com suspensões pneumáticas poderão induzir menores amplificações dinâmicas;
- iii. Para pontes com pavimentos irregulares, as suspensões pneumáticas, designadas na terminologia inglesa por “*road friendly suspensions*”, poderão não ser “*bridge friendly suspensions*” no caso da frequência da ponte coincidir com as frequências das caixas dos veículos ou, no caso de pontes de pequeno vão, verificar-se uma coincidência entre a frequência fundamental da ponte e as frequências dos eixos dos veículos associada a pequenos comprimentos de onda das irregularidades;
- iv. O perfil de irregularidades do pavimento é um fator determinante da resposta dinâmica das pontes, pelo que a manutenção eficaz de uma ponte deverá incluir uma manutenção das irregularidades do pavimento dentro de limites aceitáveis. Os critérios relativos a estes limites carecem de novos desenvolvimentos;
- v. As amplificações dinâmicas incluídas nos códigos de dimensionamento de pontes deverão ter em conta a possível coincidência de frequências entre a frequência fundamental da ponte e as frequências naturais dos veículos (associadas quer a modos de vibração globais, quer a modos de vibração dos eixos) e a qualidade do pavimento;
- vi. A amplificação dinâmica toma diferentes valores consoante se trate de estados limites de utilização, últimos ou de fadiga;
- vii. O amortecimento efetivo das suspensões pneumáticas é essencial para que as vibrações das pontes se mantenham dentro de limites aceitáveis.

Soluções apropriadas para o problema, isto é, aquelas que têm em consideração modelos adequados de pontes, dos veículos, e da rugosidade do pavimento, só foram tomadas possíveis com a utilização de modernos computadores na integração numérica das equações diferenciais do movimento. Em paralelo com o avanço verificado nas técnicas numéricas, foram igualmente registados consideráveis progressos no desenvolvimento das técnicas experimentais, que possibilitaram a realização de ensaios dinâmicos em pontes. A este propósito refira-se o desenvolvimento nos últimos 50 anos das técnicas de processamento digital do sinal, no domínio do tempo e da frequência, dos transdutores, dos sistemas de aquisição, dos métodos para a medição da irregularidade dos pavimentos, da medição de cargas dinâmicas através de veículos instrumentados, etc. (Calçada, 2001).

## 2.4 MEDIÇÃO DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO EM PONTES – TECNOLOGIA WEIGH-IN-MOTION

O transporte rodoviário e a infraestrutura adjacente são claramente uma parte integrante do desenvolvimento económico, político e social de um país. As últimas décadas testemunharam uma ampliação das infraestruturas rodoviárias, e também a expansão do número de veículos pesados de mercadorias a circularem nas estradas Europeias.

Particularmente, no caso das pontes rodoviárias, é preocupante a circulação de veículos excessivamente pesados, sobrecarregados ilegalmente, pois danificam o pavimento e a estrutura. Deste modo, torna-se necessário obter informações mais precisas das cargas por eixos dos veículos, a fim de se realizar prognósticos sobre o desenvolvimento do tráfego, e para a utilização de parâmetros na elaboração de projetos que envolvam a infraestrutura rodoviária.

Os primeiros modelos para controlar e monitorizar os pesos de veículos passavam por estações de pesagem estática. Estas estações oferecem a vantagem de permitir o cálculo preciso do peso do veículo. No entanto, são apenas capazes de pesar uma parcela muito pequena da quantidade de veículos que circulam – normalmente 100 por dia – e podem levar a dados estatísticos tendenciosos. Benekohal et al. (1999) realizaram um estudo numa estação de pesagem estática em Illinois verificando-se que 30% dos camiões não foram pesados, pois a estação foi temporariamente encerrada com o intuito de evitar uma fila de trânsito.

Consequentemente, numerosas investigações têm sido efetuadas com a finalidade de estabelecer modelos de cargas de tráfego atualizados. Estas investigações sofreram um enorme impulso na década de 90, motivadas pelo desenvolvimento de um novo paradigma na pesagem de veículos, que permitiu a pesagem dinâmica de veículos, surgindo a tecnologia WIM (“*Weigh In Motion*”) ou B-WIM (“*Bridge Weigh In Motion*”). O sistema WIM começou por ser desenvolvido nos Estados Unidos na década de 70 por Fred Moses e expandiu-se na Europa na década de 90 através de investigações promovidas pela Comissão Europeia (O'Brien et al., 2008 apud Alves, 2012). Atualmente, grande parte da pesquisa efetuada no âmbito da tecnologia WIM foi elaborada pelos projetos *Co-Operation for Science and Technology 323* (COST 323,1998) e *Weighing-in-motion of Axles and Vehicles for Europe* (WAVE, 2001). O projeto COST 323 (1998), desenvolvido pelo *Forum of European Highway Research Laboratories* (FEHRL) no âmbito dos programas da COST-Transport, foi a primeira ação cooperativa europeia na pesagem dinâmica de veículos rodoviários, e contou com o apoio de 18 países. Composto por um consórcio de 11 parceiros de 10 países, o projeto WAVE foi realizado no âmbito do 4º Quadro de Programas da Comissão Europeia. Este projeto foi coordenado pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (França) e conseguiu melhorar a precisão dos sistemas WIM.

Os sistemas B-WIM ou SiWIM (modelo esloveno) baseiam-se na medição da deformação de uma ponte, e na utilização desses dados para estimar as propriedades da circulação de veículos. Este sistema é constituído por duas componentes (Figura 2.34). A primeira componente consiste num dispositivo que monitoriza a deformação longitudinal, através de extensómetros colocados na parte inferior do tabuleiro, ao longo da faixa de rodagem, que determina a resposta da ponte após a circulação de um veículo. A segunda componente regista a velocidade e o espaçamento entre eixos dos veículos que circulam na ponte, possibilitando o cálculo do peso bruto do veículo. A Figura 2.35 demonstra o funcionamento do sistema B-WIM.

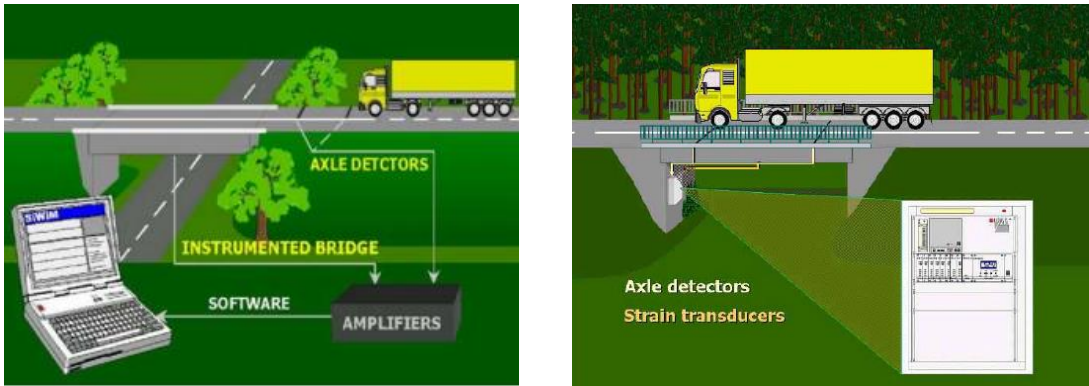
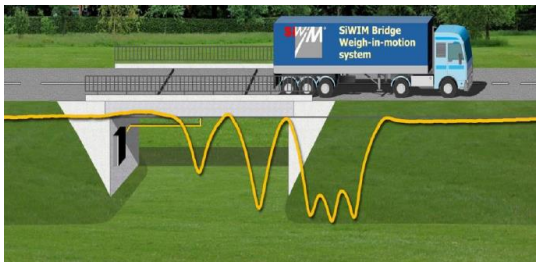


Figura 2.34 – Sistema B-WIM (Quilligan, 2003).



a) Determinação da resposta dinâmica da ponte

| Número de eixos   | Carga por eixo (kN) |
|-------------------|---------------------|
| 1                 | 70                  |
| 2                 | 85                  |
| 3                 | 82                  |
| 4                 | 81                  |
| 5                 | 81                  |
| <b>Peso Bruto</b> | <b>399</b>          |

b) Cálculo do peso bruto do veículo

Figura 2.35 – Funcionamento do sistema B-WIM (O’Brien et al., 2014).

A pesagem dos veículos pode ser realizada através de três formas distintas (O'Connor e O'Brien, 2005 apud Alves, 2001):

- i. Sensores de tecnologia piezocerâmica embebidos no pavimento;



Figura 2.36 - Sensores de tecnologia piezocerâmica (Jacob et al., 2008).

- ii. Chapas de aço ligadas a uma armação e introduzidas no pavimento;



Figura 2.37 – Chapas de aço antes e após a instalação (O'Brien et al., 2011).

- iii. Extensômetros colocados na parte inferior do tabuleiro.



Figura 2.38 – Extensômetros colocados na parte inferior do tabuleiro de uma ponte, ao longo da faixa de rodagem (Sjogren & Dolcemascolo, 2008).

A tecnologia B-WIM possui um leque de aplicações bastante útil destacando-se a recolha e tratamento estatístico de dados com a finalidade de prever efeitos característicos devidos a tráfego rodoviário. Existem contudo outras aplicações possíveis para o sistema WIM como avaliação do pavimento, estudos económicos, controlo dos limites regulamentares de pesos de veículos e ainda obtenção do fator de amplificação dinâmica (O'Brien, Znidaric, e Ojio, 2008 apud Alves, 2011).

Com a utilização do sistema WIM foi possível a obtenção de dados relativos ao tráfego real de uma ponte. Trata-se de um avanço notável no estudo das sobrecargas rodoviárias se tivermos em conta que no passado, os mesmos dados eram obtidos através de inquéritos limitados ou previsões subjetivas. Deste modo, a tecnologia WIM possibilitou uma avaliação menos conservativa e mais realista, permitindo uma redução do custo de reparações ou reabilitações.

## **3 PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM OS EFEITOS DAS AÇÕES DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO**

### **3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

A ação do tráfego rodoviário em pontes é um fenómeno complexo que resulta da atuação conjunta de inúmeros fatores que envolvem aspetos relacionados com:

- i. A estrutura da ponte;
- ii. O pavimento;
- iii. Os veículos e o tráfego rodoviário.

Na realidade, há outras formas de excitação que influenciam as vibrações do sistema ponte-veículo. A frenagem ou o arranque dos veículos, a múltipla presença de veículos na ponte e até mesmo os efeitos dinâmicos provocados pela passagem dos veículos, influem a intensidade da força de interação ponte-veículo, conduzindo a ponte a se deformar em conjunta atuação das cargas permanentes. Deste modo, a ponte e os veículos constituem dois sistemas vibratórios intimamente acoplados.

Após numerosos estudos e contribuições concluiu-se que a resposta dinâmica do sistema ponte-veículos é influenciada pelos seguintes parâmetros:

- i. Efeitos de amplificação dinâmica;
- ii. Frenagem ou aceleração dos veículos;
- iii. Ponte:
  - a. Vão;
  - b. Rigidez e Massa;
  - c. Número de vias;
- iv. Veículos:
  - a. Peso bruto;
  - b. Número e peso por eixo e distância entre eixos;
- v. Tráfego:
  - a. Composição do tráfego e Volume do tráfego;
  - b. Intensidade;
  - c. Possibilidade de crescimento futuro;
  - d. Velocidade de circulação;
- vi. Múltipla presença de veículos.

Nas secções que se seguem são descritos os parâmetros que influenciam a resposta das pontes sob a ação do tráfego rodoviário.

### 3.2 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

A gênese dos fenômenos dinâmicos em pontes deve-se, por um lado, à geração de forças de inércia na estrutura devido à passagem dos veículos animados de velocidade e, por outro lado, à existência de irregularidades na via, irregularidades essas que provocam forças de impacto na estrutura. Com a passagem dos veículos, a ponte será forçada a passar de uma configuração de deformada para outra num determinado intervalo de tempo induzindo acelerações nas estruturas que, conseqüentemente, provocam esforços e deslocamentos na estrutura que são, em geral, superiores àqueles que seriam provocados caso o carregamento fosse efetuado de uma forma estática, isto é, caso a passagem do veículo fosse realizada a uma velocidade muito baixa. A Figura 3.1 pretende demonstrar a resposta estática e dinâmica de uma ponte provocada pela passagem de um veículo:

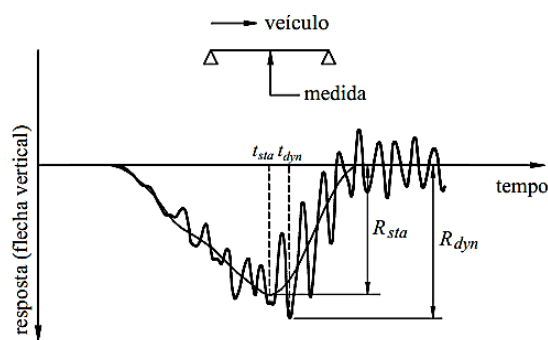


Figura 3.1 - Resposta estática e dinâmica de uma ponte provocada pela passagem de um veículo  
(Calçada, 2001).

A Figura 3.1 comprova que é para a resposta dinâmica que a estrutura deterá maiores esforços. Por conseguinte, é necessário ter em conta os efeitos de amplificação dinâmica, pelo que os regulamentos de dimensionamento de pontes consideram dois tipos de abordagens: modelos estáticos das cargas rodoviárias cujo valor característico é majorado por um fator de amplificação dinâmica que traduz o rácio entre a resposta dinâmica e a resposta estática, ou os efeitos de amplificação dinâmica já se encontram implícitos nos valores característicos das cargas. Salienta-se que apenas nos casos em que as acelerações provocadas à estrutura não originam fenômenos de ressonância ou resposta semelhante, é que é permitida a utilização de modelos estáticos que considerem os efeitos dinâmicos deste tipo de carga.

No dimensionamento de uma nova ponte, dada a incerteza das características futuras do tráfego sobre a ponte, os fatores de amplificação dinâmica são conservativos com o intuito de cobrir os efeitos dinâmicos (deformações, esforços ou deslocamentos). A ponderação dos diversos fatores que influenciam a resposta dinâmica do sistema ponte-veículos contribuirá para uma reflexão ou apreciação dos valores comuns das amplificações dinâmicas, assim como poderá contribuir para um mais correto dimensionamento ou avaliação das pontes rodoviárias.

### 3.2.1 CARATERIZAÇÃO DINÂMICA DE PONTES

Um dos problemas fundamentais na caraterização dinâmica de estruturas é a designada identificação de sistemas, também denotada por identificação modal, quando se reporta à identificação dos parâmetros modais. Os parâmetros modais do sistema correspondem às frequências naturais, aos modos de vibração e aos coeficientes de amortecimento determinados por via experimental (Santos, 2014).

A determinação dos parâmetros modais das estruturas por via experimental requer a escolha de uma técnica de excitação que seja adequada à estrutura em estudo. Em geral, os ensaios para a identificação dos parâmetros modais podem seguir duas vias distintas:

- i. Procedendo à medição da resposta da estrutura e respetiva excitação que será induzida artificialmente do tipo determinístico – ensaio dinâmico de vibração forçada;
- ii. Medição da resposta da estrutura admitindo-se um conjunto de hipóteses relativas à natureza da excitação – ensaios dinâmicos em vibração livre e ensaios dinâmicos de vibração ambiental.

No caso das pontes, a determinação dos parâmetros por via experimental tem vindo a ser cada vez mais utilizado na calibração dos modelos numéricos de estruturas cuja importância, social e económica, justifica um rigoroso conhecimento do seu comportamento estrutural (Santos 2014).

No entanto, a evolução das capacidades computacionais conduziram ao abandono dos ensaios em modelo físico dado o seu custo e morosidade. Atualmente, estes ensaios são realizados em áreas em que se verificam dificuldades na caraterização numérica das ações e do comportamento estrutural, ou no caso de estruturas de grande complexidade (grandes pontes, barragens, edifícios especiais). Salienta-se que por vezes a necessidade, no caso das pontes, de manter a sua operacionalidade a imposição de uma excitação controlada é muitas vezes inviabilizada.

Nas secções seguintes serão descritos os três ensaios referidos com exemplos de aplicações em estruturas.

#### 3.2.1.1 ENSAIO DE VIBRAÇÃO FORÇADA

Os ensaios de vibração forçada consistem essencialmente na aplicação de uma excitação controlada e perfeitamente identificada, num ponto ou em vários pontos da estrutura, com recurso a equipamentos que permitem induzir vibrações nas estruturas, e na medição da resposta dinâmica (normalmente em aceleração) em vários pontos dessa mesma estrutura. Este ensaio possibilita a determinação das funções de resposta em frequência (FRF) que relacionam as respostas medidas nos diversos pontos com as forças aplicadas, permitindo a identificação de parâmetros modais, nomeadamente frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento.



Os ensaios de vibração forçada exigem a utilização de equipamentos adequados para a aplicação das forças de excitação, tais como geradores de vibrações servo-hidráulicos, ou mecânicos de massas excêntricas, ou ainda equipamentos de aplicação de impulsos. As forças de excitação que são utilizadas podem ser de diversos tipos, nomeadamente excitações de variação harmónica, ou com características de ruído branco numa determinada gama de frequências, ou ainda de tipo impulsivo (Rodrigues, 2004).

Em estruturas de pequenas ou médias dimensões, a imposição de uma excitação é efetuada com recurso a martelos de impulsos (Figura 3.2 a)), permitindo excitar a estrutura ao longo de uma vasta gama de frequências. No entanto, quando a gama de frequências permanece aquém do necessário para definir alguns modos de vibração relevantes, criam-se alternativas que contornam esses problemas como por exemplo os vibradores eletrodinâmicos (Figura 3.2 b)).



a) Martelo de impulsos (HiVoSS, 2008)



b) Vibrador eletrodinâmico.  
(HiVoSS, 2008)

Figura 3.2 – Instrumentos de imposição de uma excitação forçada aplicáveis a estruturas de pequenas ou médias dimensões.

No que se refere às estruturas de grandes dimensões, como as pontes e as barragens, o equipamento necessário para a aplicação das forças de excitação, que possibilitem uma caracterização dinâmica mais eficaz, torna-se mais complexo e exigente. Dá-se como exemplo os vibradores de massa excêntrica (Figura 3.3 a)) ou os excitadores servo-hidráulicos (Figura 3.3 b)).



a) Excitador de massas excêntricas utilizado no Departamento de Barragens do LNEC  
(Rodrigues, 2004)



b) Excitadores servo-hidráulicos utilizados nos ensaios de vibração forçada da ponte de Tatará.  
(Rodrigues, 2004)

Figura 3.3 – Instrumentos de imposição de uma excitação forçada aplicáveis a estruturas de grandes dimensões.

No caso das pontes de grande vão, dado que normalmente há um número de modos de vibração com frequências inferiores a 1 Hz, o ensaio de vibração forçada torna-se inadequado pois é extremamente difícil atingir níveis de força capazes de excitar este tipo de estruturas. Ainda há a questão dos custos associados aos equipamentos e o transporte e colocação dos equipamentos no local dada as suas grandes dimensões. Outra desvantagem prende-se com a necessidade de interromper o normal funcionamento da estrutura durante a realização do ensaio.

Por estes motivos a utilização destes ensaios é mais vantajosa na caracterização dinâmica de barragens, uma vez que o recurso a ensaios de vibração ambiental neste tipo de estruturas não é suficiente para uma correta identificação das suas propriedades dinâmicas em virtude da baixa amplitude das respostas sob a excitação ambiental (Santos, 2014).

### 3.2.1.2 ENSAIO DE VIBRAÇÃO LIVRE

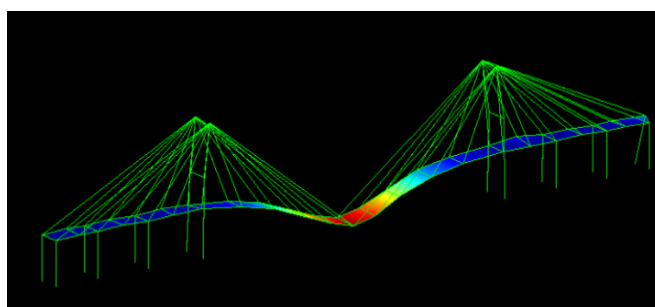
O ensaio de vibração livre consiste na imposição de um deslocamento inicial na estrutura através de uma massa suspensa na estrutura ou por cabos ancorados a uma grua ou a um camião que puxam a estrutura, tensionando os cabos, que posteriormente são libertados provocando o movimento sinusoidal da estrutura. Desta forma, a estrutura entra em regime de vibração livre e é avaliada a resposta nestas condições, permitindo a determinação de coeficientes de amortecimento modais.

Na Ponte Vasco da Gama (Figura 3.4) realizou-se o ensaio de vibração livre que consistiu na suspensão de uma barça contendo uma massa de 60 toneladas à ponte através de tirantes, quando a maré se encontrava cheia. A barça foi posteriormente libertada subitamente na maré vazia através do corte dos tirantes, medindo-se assim a resposta da ponte em vibração livre através de 6 acelerómetros em séries

temporais de 16 minutos (Santos, 2014). Este ensaio permitiu uma identificação rigorosa de coeficientes de amortecimento a partir das respostas impulsivas medidas. Salienta-se ainda que este ensaio foi realizado a baixa velocidade do vento (inferior a 2,5 m/s), com o intuito de garantir que os coeficientes de amortecimento modais representem efetivamente o comportamento estrutural, sem influência de qualquer componente de amortecimento aerodinâmico (Cunha et. al., 2004).



a) Suspensão da barça (Carvalho, 2013)



b) Modo de vibração (Carvalho, 2013).

Figura 3.4 – Ensaio de vibração livre realizado na Ponte Vasco da Gama.

Na nova extensão do aeroporto da Madeira suspendeu-se uma massa de 60,8 toneladas (Figura 3.5), libertada através de explosivos.



Figura 3.5 – Massa de 60,8 t utilizada no ensaio de vibração livre na nova extensão do aeroporto da Madeira (Rodrigues, 2004).

### 3.2.1.3 ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

O ensaio de vibração ambiental baseia-se na medição da resposta estrutural, em acelerações ou velocidades, em vários pontos da estrutura durante um determinado intervalo de tempo sob ações ambientais, tais como o vento, o tráfego da imediação, efeitos da ondulação marítima ou de um rio, o funcionamento de máquinas ou equipamentos na estrutura ou na sua vizinhança, etc.

A metodologia do ensaio reside no registo de vibrações num conjunto de pontos através de sensores que se mantêm fixos em uma ou mais secções. O número de pontos de medida é determinado pela resolução espacial necessária para caracterizar um determinado conjunto de modos de vibração, estimados através do desenvolvimento preliminar de um modelo numérico de elementos finitos da estrutura.

Trata-se de um ensaio de fácil execução e de natureza não destrutiva, pois não necessita de qualquer equipamento que excite a estrutura. Comparando com os ensaios previamente descritos é o que requer menor custo. Por conseguinte, é o ensaio mais amplamente utilizado na Engenharia Civil.

Na Ponte Vasco da Gama também se realizou este ensaio que se baseou na utilização de 6 sismógrafos triaxiais de 16 bit. Dois destes sismógrafos foram utilizados como referências, permanentemente localizados na secção 10 (Figura 3.6), 1/3 do vão Norte de ambos os lados da ponte (montante e jusante). Os restantes quatro sismógrafos varreram o tabuleiro e as torres, utilizando um total de 29 secções de medida (Cunha et. al, 2004).

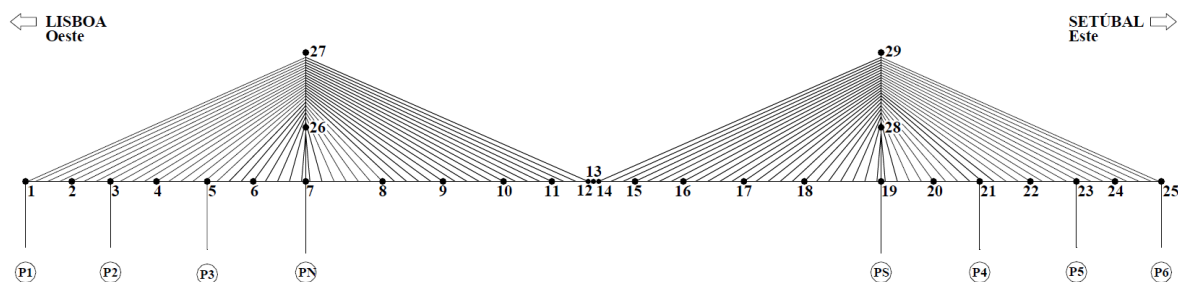


Figura 3.6 – Pontos de medida utilizados na Ponte Vasco da Gama (Cunha et. al, 2004).

## 3.3 FORÇAS DE FRENAGEM E DE ACELERAÇÃO

As forças de frenagem são forças longitudinais derivadas de variações de velocidades ou travagens bruscas e que devem ser consideradas no dimensionamento de novas pontes e na avaliação de pontes já existentes. Geralmente o tabuleiro resiste bem a estes esforços, transmitindo-os aos elementos de apoio, pilares e fundações.

Neste contexto, os diversos regulamentos consideram forças longitudinais a atuar ao nível do pavimento, paralelamente ao eixo da ponte, associadas a sobrecargas uniformemente distribuídas. A magnitude destas forças pode ser calculada em função do modelo de carga que cada regulamento define.

### 3.4 VÃO DA PONTE

O vão da ponte é outro fator a ter em conta. Quanto maior é o vão, maior é o número de veículos que o vão pode comportar e menor é a probabilidade de todos os veículos estarem carregados com peso máximo. Isto significa que a sobrecarga média por unidade de comprimento de via tende a reduzir-se com o vão (Jacinto, 2011). Por outro lado, o vão de uma ponte também influencia os esforços provocados pelo tráfego rodoviário.

### 3.5 RIGIDEZ E MASSA DA PONTE

Na maior parte das situações, a estrutura da ponte pode ser encarada como um sistema mecânico cujo comportamento, do ponto de vista dinâmico, é determinado pelas suas características em termos de rigidez, massa e amortecimento. A rigidez e a massa são parâmetros inerentes à estrutura da ponte que são suscetíveis de influenciar o seu comportamento dinâmico.

A rigidez da ponte depende fundamentalmente:

- i. Da tipologia estrutural (viga, treliça, arco, *cantilever*, atirantada, suspensa, etc.);
- ii. Das características geométricas, em termos de vãos e secções dos seus elementos
- iii. Dos materiais que constituem os seus elementos (betão, metal (aço ou ferro), alvenaria, mistas etc.).

Outros fatores que poderão ainda influenciar a rigidez são a forma de apoio dos tabuleiros sobre os pilares e encontros (monolítica ou por intermédio de aparelhos de apoio), a utilização de elementos estruturais secundários (tais como carlingas, diafragmas, nervuras, etc.) e ainda o grau de conexão (total ou parcial) entre os diversos elementos da estrutura ou entre os diferentes materiais numa dada secção mista. (Calçada, 2001).

A massa da ponte engloba os elementos estruturais e os elementos não estruturais nomeadamente o pavimento, os passeios, os guarda-corpos, as vigas de bordadura, os lancis e os separadores.

### **3.6 NÚMERO DE VIAS**

A definição do número de vias existente na plataforma de rodagem do tabuleiro de uma ponte resulta da classificação da estrada (autoestrada, estrada nacional, etc.) bem como do volume de tráfego previsto a circular na ponte.

À medida que o número de vias aumenta, a sobrecarga média por metro de largura de tabuleiro tende a diminuir e assim também os esforços por metro de largura do tabuleiro, uma vez que a probabilidade de todas as vias estarem carregadas com os veículos com peso máximo tende a reduzir-se. O sentido das vias também é importante. Para uma plataforma de rodagem constituída por duas vias, é mais provável existirem dois veículos pesados lado a lado na secção crítica quando as vias têm o mesmo sentido.

### **3.7 PESO BRUTO DOS VEÍCULOS**

O peso bruto dos veículos representa a carga atuante de cada elemento constituinte do tráfego, sendo uma referência no estudo das sobrecargas rodoviárias.

Em Portugal, o artigo 8º do Decreto-Lei nº99/2005 fixa os pesos e dimensões máximos autorizados para os veículos em circulação. Importa referir que a limitação legal das características dos veículos em circulação não serve de base à criação e quantificação de modelos de carga por não ser possível garantir que os limites máximos serão respeitados (Alves, 2012). Todavia, é possível prever os efeitos característicos devidos ao tráfego rodoviário recorrendo à medição do tráfego real, através de sistemas que permitem pesar veículos em circulação (sistemas WIM).

A limitação dos pesos brutos dos veículos encontra-se em função do tipo de veículo e do número de eixos, tal como explicita o Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Peso bruto máximo dos veículos em circulação em Portugal (Decreto-Lei nº99/2005).

| <b>Tipo de veículo</b>               | <b>Nº de eixos</b>  | <b>Peso bruto máximo (t)</b> |
|--------------------------------------|---|------------------------------|
| Veículo simples                      | 2   | 19                           |
|                                      | 3   | 26                           |
|                                      | 4 ou mais   | 32                           |
| Conjunto veículo trator-semi-reboque | 3   | 29                           |
|                                      | 4   | 38                           |
|                                      | 5 ou mais   | 40                           |
|                                      | 5 ou mais eixos transportando dois contentores ISO de 20', ou um contentor ISO de 40' | 44                           |
| Conjunto veículo a motor-reboque     | 3   | 29                           |
|                                      | 4   | 37                           |
|                                      | 5 ou mais   | 40                           |
|                                      | 5 ou mais eixos transportando dois contentores ISO de 20'                             | 44                           |
| Reboque                              | 1   | 10                           |
|                                      | 2   | 18                           |
|                                      | 3 ou mais   | 24                           |

### 3.8 NÚMERO E PESO POR EIXO E DISTÂNCIA ENTRE EIXOS

O número de eixos, o peso bruto de cada eixo e a distância entre eixos são sem dúvida aspetos que condicionam os esforços no tabuleiro de uma ponte. A título de demonstrar a influência destes parâmetros, referem-se os exemplos descritos em Alves (2012), apresentados na Figura 3.7.

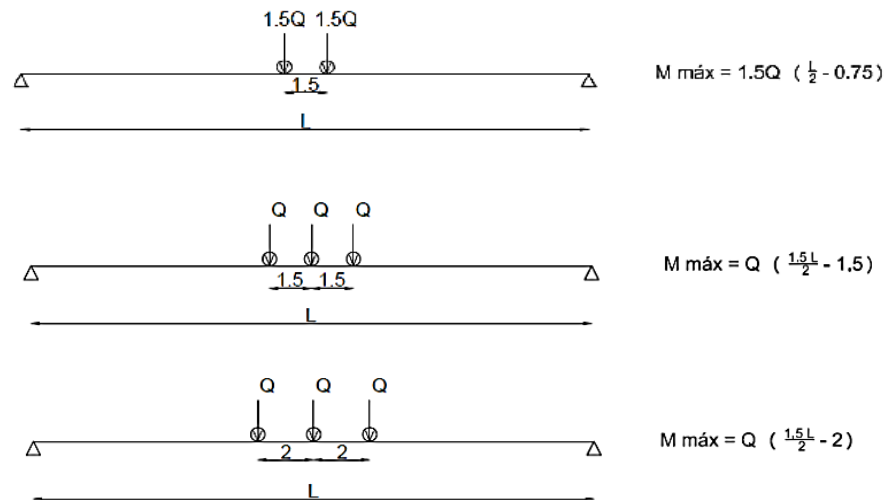


Figura 3.7 – Esforços no tabuleiro de uma viga simplesmente apoiada em função da distribuição de pesos por eixo e espaçamento entre eixos (Alves, 2012).

Analisando a Figura 3.7, constata-se que a redução do número de eixos provoca o aumento do momento fletor. No entanto, quando o espaçamento entre eixos aumenta verifica-se a redução do esforço de flexão.

### 3.9 COMPOSIÇÃO DO TRÁFEGO

A composição do tráfego é determinada por intermédio de percentagens dos veículos em determinados itinerários, que em virtude da sua localização ou do tipo de tráfego que neles circula (tráfego internacional, regional ou local) têm percentagens de veículos pesados superiores a outros itinerários.

O estudo *Implications of Future Heavier Trucks for Europe's Bridges* (Caprani et. al, 2008 apud Alves, 2012) incidiu nas medições do tráfego rodoviário numa autoestrada situada na Holanda através da metodologia WIM. Posteriormente, determinou-se o valor característico (10% de probabilidade de excedência em 100 anos) dos efeitos das cargas e avaliou-se o momento fletor a meio vão de uma ponte simplesmente apoiada, considerando a passagem de um veículo de um dos três tipos:

- Camião com reboque baixo (*Low Loader*) caracterizado por um grande espaçamento entre eixos;
- Camião grua caracterizado por espaçamentos curtos entre eixos;
- Outros camiões com espaçamento médio entre eixos.

A Figura 3.8 ostenta os resultados obtidos.



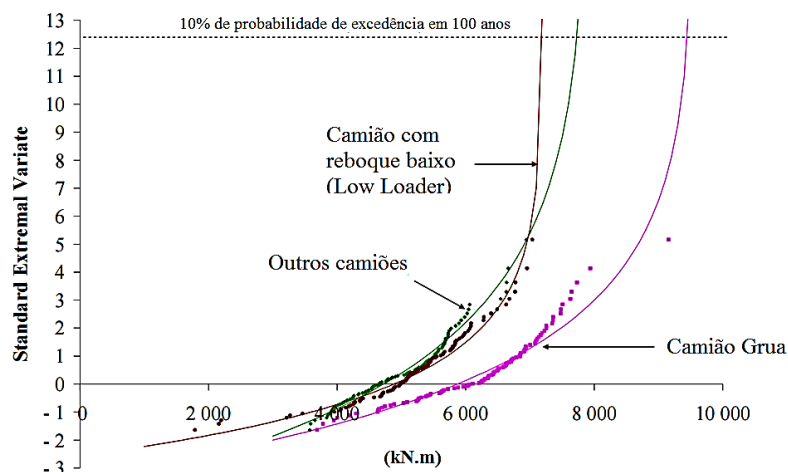


Figura 3.8 – Momento a meio vão de uma ponte de 35 m de vão simplesmente apoiada (Caprani et al., 2008).

Como se verifica na Figura 3.8, a passagem do camião grua é a mais condicionante para o valor característico do momento fletor a meio vão de uma viga simplesmente apoiada. A contribuição dos outros dois tipos de camiões para a probabilidade de excedência é considerada mínima.

Deste modo, é justo afirmar que as pontes situadas em itinerários de tráfego internacional ou industrial, onde se constata maior percentagem de veículos pesados, estão sujeitas a esforços superiores do que as pontes em que a percentagem de veículos pesados que nelas circula seja reduzida (Alves, 2012).

### 3.10 INTENSIDADE DO TRÁFEGO

Define-se intensidade do tráfego como o número de veículos que atravessam uma ponte por unidade de tempo. Evidentemente que quanto maior for a intensidade do tráfego, maior é a percentagem de camiões e, por conseguinte, maior é a probabilidade de se registar a passagem de veículos com peso elevado, o que conduzirá à atuação de esforços extremos nas pontes.

O número de veículos que circulam em cada itinerário pode ser obtido através de uma contagem manual, ou quantificada de forma automática através de sistemas do tipo WIM ou B-WIM, descritos no capítulo 2.4.

### 3.11 POSSIBILIDADE DE CRESCIMENTO FUTURO

As maiores diferenças verificadas no tráfego rodoviário foram no aumento do número de veículos de circulação e não no aumento do peso bruto de veículos ou dos seus eixos (Dawe, 2003 apud Alves, 2012).

Deste modo, a tendência de crescimento do tráfego rodoviário é tida em conta pelos vários regulamentos de sobrecarga rodoviária refletindo-se em sucessivas revisões e em modelos mais conservativos.

### 3.12 SITUAÇÃO DE TRÁFEGO

A situação de tráfego em pontes remete para a fluidez de circulação e pode ser dividida em três cenários padrões:

- i. Fluído;
- ii. Lento
- iii. Congestionado.

Usualmente, as pontes situadas em meio urbano ou em vias de acesso a cidades estão sujeitas frequentemente a cenários de tráfego lento ou congestionado. Neste caso, verifica-se a existência de filas de veículos em marcha lenta e com curta distância entre si, sendo que a velocidade de um veículo é dependente dos restantes, pelo que os veículos circulam em “comboio”. Esta situação de tráfego é condicionante para pontes de médio e grande vão (O’Brien & Caprani, 2005 apud Alves, 2012).

O tráfego fluido, caracterizado pela circulação de veículos com distâncias relativamente elevadas entre si e circulando a velocidades razoáveis, é determinante para pontes de pequeno e médio vão (até 60 metros), incluindo os efeitos de amplificação dinâmica (Caprani et. al, 2008). Neste caso específico, as situações de tráfego condicionantes são a passagem de um único veículo pesado ou dois lado a lado em vias adjacentes, incluindo o efeito de amplificação dinâmica (González, et al., 2010 apud Alves, 2012).

Em suma, é importante a previsão (através de estudos estatísticos e medições) dos efeitos máximos esperados numa ponte causados pelos diferentes cenários de tráfego possíveis.

### 3.13 VELOCIDADE DE CIRCULAÇÃO

A velocidade de circulação de um veículo está relacionada com os efeitos de amplificação dinâmica, referidos na secção 3.2, e com a situação de tráfego. Não obstante, também influencia a probabilidade de ocorrência de eventos de carga caracterizados pela presença simultânea de veículos lado a lado, em vias adjacentes (*meeting events*), também conhecido por múltipla presença transversal que é abordado no ponto seguinte.

### 3.14 MÚLTIPLA PRESENÇA DE VEÍCULOS

Define-se múltipla presença como a existência simultânea de mais do que um veículo num evento de carga. Este fenómeno pode ocorrer na direção longitudinal, na qual os veículos circulam na mesma via, ou na direção transversal, isto é, os veículos circulam lado a lado em vias adjacentes.

A múltipla presença longitudinal é resultado da fluidez ou situação do tráfego já descrito anteriormente. No caso da múltipla presença transversal, só é exequível considerar os efeitos provocados quando os veículos circulam no mesmo sentido e a velocidades semelhantes, visto que é neste caso que se encontram lado a lado. Não obstante, o tipo de secção transversal também tem particular importância no cenário de múltipla presença transversal. Por exemplo, no caso de um tabuleiro em laje vigada (caraterizado por elevada deformabilidade transversal) constituído por duas vias e tendo o tabuleiro duas vigas longitudinais, uma para cada via, quando o veículo é posicionado por cima de uma das vigas, os esforços provocados pela passagem do veículo são maioritariamente absorvidos por essa viga (Jacinto, 2011).

Em consequência, o fenómeno da múltipla presença em pontes tem sido alvo de múltiplos estudos com o intuito de determinar quais as circunstâncias em que ocorrem os efeitos mais graves na estrutura de uma ponte. É importante frisar que alguns dos regulamentos de sobrecargas rodoviárias têm em conta este problema, especificando em que casos se deverá considerar a atuação de um ou vários veículos tipo e como se deve proceder.

### 3.15 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com a conclusão do capítulo, destaca-se a quantidade e aleatoriedade de fatores que influenciam os efeitos das sobrecargas rodoviárias em pontes, pelo que a sua determinação com rigor não é uma tarefa fácil. Porém, os métodos para avaliar os efeitos referidos dividem-se nas seguintes categorias (Caprani, Colin C., 2005 apud Alves, 2012):

- i. Modelos probabilísticos teóricos, baseados na teoria dos processos estocásticos;
- ii. Modelos baseados em configurações estáticas de tráfego, com o intuito de abranger as situações passíveis de ocorrer durante a vida útil da estrutura;
- iii. Modelos baseados na simulação computacional do fluxo de tráfego, recorrendo-se à tecnologia WIM.

Pese embora a importância que estes métodos podem ter para a avaliação dos efeitos das sobrecargas rodoviárias, a sua explicação aprofundada seria escusadamente extensa para o âmbito deste trabalho.

## **4 AÇÕES DO TRÁFEGO RODOVIÁRIO DEFINIDAS NOS DIVERSOS REGULAMENTOS**

### **4.1 NOTA INTRODUTÓRIA**

Geralmente, as ações do tráfego rodoviário que devem ser consideradas no projeto de uma ponte são definidas em regulamentos que variam de país para país, pois as características do tráfego rodoviário também se diversificam de país para país. Por conseguinte, serão de esperar diferenças entre os modelos de sobrecarga rodoviária previstos dos diversos regulamentos.

Com o intuito de simular os efeitos máximos que o tráfego rodoviário provoca nas estruturas ao longo do seu período de vida útil, os regulamentos definem modelos de sobrecarga rodoviária permitindo, deste modo, que os seus efeitos sejam obtidos através de uma análise estática da estrutura. É essencial que os modelos de sobrecarga rodoviária sejam claros e inequívocos proporcionando uma fácil aplicação por parte dos projetistas (Alves, 2012).

Na sua generalidade, os modelos são compostos por três diferentes tipos de cargas, integrados por um conjunto de cargas concentradas que definem o veículo tipo, sistemas de cargas distribuídas (lineares ou em superfície) e ainda por sistemas de cargas mistos (cargas concentradas e distribuídas). Cada norma define a disposição das cargas, a sua intensidade e as condições de aplicação. Não obstante, a intensidade das cargas de cada modelo já tem em consideração a percentagem de veículos pesados, volume de tráfego e suas características. Por esta razão, os regulamentos dividem as pontes em classes que influenciam o valor das cargas.

No presente trabalho serão considerados os modelos de sobrecarga rodoviária que cada regulamento define para os estados limite últimos, incluindo as forças de frenagem e a sobrecarga em passeios. Note-se que de modo a evitar uma análise dinâmica, os modelos de sobrecarga consideram os efeitos dinâmicos provocados pela passagem dos veículos, aplicando coeficientes de amplificação dinâmicos ou considerando esses efeitos implícitos nos modelos. Deste modo, também serão fundamentados os coeficientes de amplificação dinâmica nos regulamentos que os definem. Não menos importante, o fenómeno da múltipla presença transversal e longitudinal também será abordado.

Neste contexto, realiza-se nas secções seguintes uma descrição pormenorizada dos modelos de sobrecarga rodoviária estabelecidos nos dez regulamentos referidos na secção 1.3.

## 4.2 REGULAMENTO DE SEGURANÇA E AÇÕES PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS E PONTES (RSA)

### 4.2.1 MODELO DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA

As sobrecargas em pontes rodoviárias são definidas no artigo 41º do capítulo IX do RSA, dividindo-se em dois modelos distintos, e de atuação separada, devendo-se considerar no dimensionamento e verificação da segurança das estruturas aquele que originar os efeitos mais desfavoráveis nas direções transversal e longitudinal.

O primeiro modelo de sobrecarga consiste num veículo de três eixos equidistantes de duas rodas, cada um transmitindo uma carga  $Q$  à estrutura, com a disposição e dimensões indicadas na Figura 4.1.

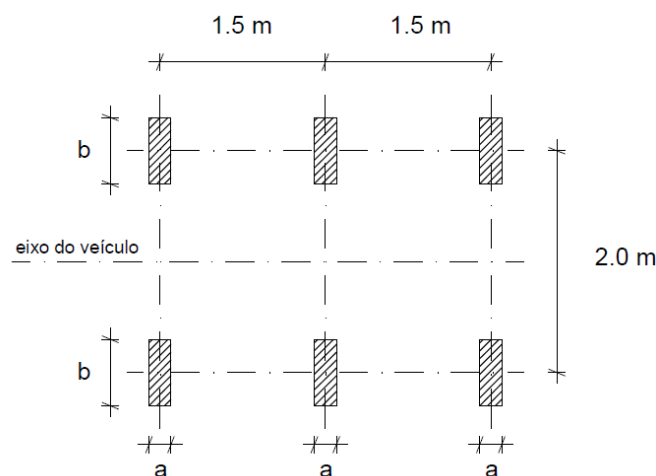


Figura 4.1 – Veículo Tipo (RSA, 1983).

As cargas  $Q$  transmitidas por cada eixo e as dimensões,  $a$  e  $b$ , das superfícies das rodas dependem da classe da ponte. De acordo com o RSA, as pontes de classe I servem vias de comunicação suscetíveis de terem tráfego intenso ou pesado, nomeadamente estradas nacionais, vias urbanas e certas estradas municipais e florestais. Relativamente às pontes de classe II, o RSA recomenda incluir as pontes situadas em vias de comunicação com tráfego ligeiro e pouco intenso, que é o caso dos caminhos e passagens agrícolas e de certas estradas municipais e florestais. O Quadro 4.1 define as cargas  $Q$  e as dimensões,  $a$  e  $b$ , das superfícies de contacto das rodas em função das classe da ponte.

Quadro 4.1 – Valores característicos das sobrecargas  $Q_k$  definidos no RSA.

| Classe da ponte | $Q_k$ (kN) | Superfície de contacto |     |
|-----------------|------------|------------------------|-----|
|                 |            | $a$                    | $b$ |
| Classe I        | 200,0      | 0,2                    | 0,6 |
| Classe II       | 100,0      | 0,2                    | 0,4 |

O RSA admite que o veículo seja localizado em qualquer posição da faixa de rodagem podendo no limite as rodas situarem-se encostadas ao lancil, mas sempre com o seu eixo paralelo ao eixo da ponte. Em pontes com duas faixas de rodagem (cada uma destinada a um sentido único de tráfego) deve-se considerar o veículo em cada uma das faixas ou a atuação simultânea de dois veículos tipo em cada uma das faixas apenas nos casos em que a faixa de rodagem possa comportar duas ou mais vias de tráfego.

O segundo modelo de sobrecarga é constituído por uma carga uniformemente distribuída ( $q_1$ ) nas direções longitudinal e transversal do tabuleiro, e ainda por uma carga linear ( $q_2$ ) distribuída na direção transversal. Salienta-se ainda que estas cargas atuam em simultâneo nas faixas de rodagem e bermas do tabuleiro da ponte. A Figura 4.2 pretende representar o modelo referido.

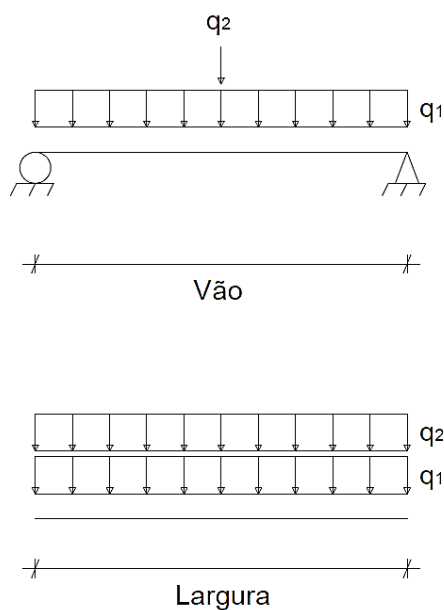


Figura 4.2 – Segundo modelo de sobrecarga rodoviária previsto pelo RSA.

Os valores das cargas  $q_1$  e  $q_2$  são apresentados no Quadro 4.2, em função da classe da ponte.

Quadro 4.2 – Valores característicos das sobrecargas rodoviárias  $q_{ik}$  segundo o RSA.

| Classe da ponte | $q_1$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $q_2$ (kN/m) |
|-----------------|----------------------------|--------------|
| Classe I        | 4,0                        | 50,0         |
| Classe II       | 3,0                        | 30,0         |

Estes modelos, desenvolvidos no início dos anos 60 (RSEP, 1961) e em uso na atualidade, permaneceram quase inalterados. As únicas remodelações envolvem o aumento do valor do parâmetro  $q_1$  para a classe I (de 3,0 para 4,0 kN/m<sup>2</sup>), a definição de classes de carga inferior e a consideração dos efeitos de amplificação dinâmica de forma implícita nos modelos de sobrecarga.

#### 4.2.2 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

No Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) os efeitos de amplificação dinâmica encontram-se implícitos nos valores característicos das cargas.

#### 4.2.3 FORÇA DE FRENAGEM

De acordo com o artigo 43º do RSA, “para ter em conta os efeitos resultantes das variações de velocidade dos veículos devem considerar-se forças longitudinais, atuando ao nível do pavimento, paralelamente ao eixo da ponte e associadas a sobrecargas uniformemente distribuídas. Estas forças longitudinais devem ser consideradas linear e uniformemente distribuídas segundo a largura da zona carregada. O seu valor corresponde ao valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída e é igual a 30 kN/m e 20 kN/m, respetivamente, para as pontes das classes I e II”.

#### 4.2.4 SOBRECARGA NOS PASSEIOS

O artigo 44º do RSA refere que “nos passeios das pontes rodoviárias deve considerar-se a atuação de uma sobrecarga uniformemente distribuída ou de uma carga concentrada, conforme for mais desfavorável (3,0 kN/m<sup>2</sup> ou 20,0 kN); nas guardas das pontes rodoviárias deve considerar-se, aplicada ao seu nível superior, uma força horizontal uniformemente distribuída na extensão da ponte (1,5 kN/m); nos guarda-rodas das pontes rodoviárias deve considerar-se a atuação de uma força concentrada e horizontal (20 kN) ”.

### **4.3 EN 1991-2:2003 - *TRAFFIC LOADS ON BRIDGES* (EUROCÓDIGO 1 – PARTE 2)**

#### **4.3.1 MODELO DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA**

A norma Europeia EN 1991-2:2003 – *Traffic Loads on Bridges* (Eurocódigo 1 – Parte 2, doravante designado EC1-2) estabelece as ações do tráfego rodoviário em pontes. A secção 4.3 determina as ações verticais correspondentes às sobrecargas rodoviárias, definindo quatro modelos de sobrecarga.

Os modelos de tráfego rodoviário definidos resultaram da medição do tráfego real em Auxerre, na autoestrada A6 que liga Paris a Lyon, no fim da década de 80. A escolha desta autoestrada, para a calibração e determinação dos modelos de sobrecarga rodoviária, deve-se ao facto de ser representativa do tráfego europeu em termos de composição (tráfego maioritariamente de natureza internacional) e gravidade.

Importa frisar que a norma europeia define duas classes de tráfego, nomeadamente:

- i. Classe I - tráfego maioritariamente constituído por veículos pesados ou de carácter industrial;
- ii. Classe II – tráfego mais corrente, incluindo estradas e autoestradas;

O EC1-2 define quatro modelos de sobrecarga rodoviária independentes, já incluindo os efeitos de amplificação dinâmica, para o estado limite último de resistência. A definição das sobrecargas rodoviárias fundamenta-se na divisão do tabuleiro em vias de tráfego fictícias, e posteriormente aplicam-se os modelos de carregamento nessas mesmas vias.

##### **4.3.1.1 DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE VIAS**

Previamente à aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária, a norma europeia requer a divisão da plataforma de rodagem em *notional lanes* (vias carregadas ou fictícias). A plataforma de rodagem é definida como a distância entre lancis, ou entre o lancil e o separador físico ( $w$ ), ou seja, a área suscetível de ser carregada e que não está impedida fisicamente à passagem de veículos, tal como explicitado na Figura 4.3.



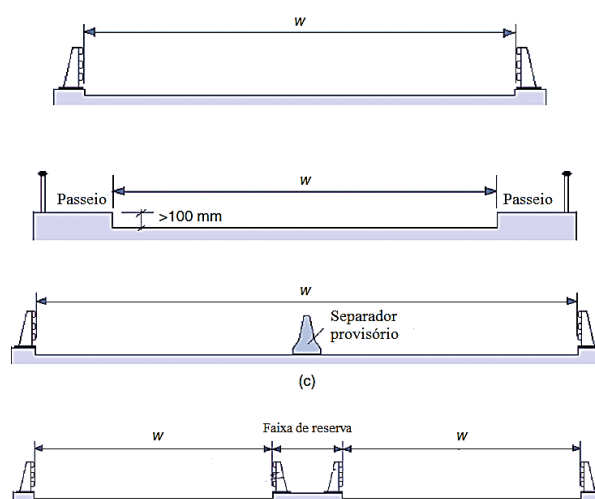


Figura 4.3 – Largura da plataforma de rodagem ( $w$ ) para diferentes configurações de tabuleiro de pontes segundo a norma EN 1991-2 (Telford, 2010).

Note-se que as vias fictícias servem apenas para efeitos de dimensionamento, pelo que não têm qualquer relação direta com as vias de tráfego assinaladas no pavimento. Para a determinação do número de vias, bem como a largura de cada via, o EC1-2 estabelece as regras apresentadas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Número e largura das vias fictícias (EN 1991-2).

| Largura da área carregada - $w$ (m) | Número de vias ( $n$ )        | Largura das vias - $w_n$ (m) | Largura da área excedente - $w_e$ (m) |
|-------------------------------------|-------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|
| $w < 5,4$                           | $n = 1$                       | 3,0                          | $w - 3,0$                             |
| $5,4 \leq w < 6,0$                  | $n = 2$                       | $\frac{w}{2}$                | 0                                     |
| $w \geq 6,0$                        | $n = \text{int}(\frac{w}{3})$ | 3,0                          | $w - 3n$                              |

#### 4.3.1.2 MODELO DE CARGA 1 (LOAD MODEL 1)

O primeiro modelo definido pela norma europeia, designado LM1, abrange a maioria dos efeitos causados pelo tráfego corrente (situações de tráfego fluído, congestionado e parado) composto por veículos ligeiros e veículos pesados. É o modelo de referência do EC1-2 e é utilizado em análises globais e locais dos esforços.

O modelo LM1 é constituído por uma carga uniformemente distribuída aplicada na área de cada via (subsistema UDL) e por cargas concentradas (subsistema tandem TS), aplicadas por um veículo tipo de dois eixos de duas rodas (cada roda tem uma área quadrada de contacto com o pavimento de  $0,16 \text{ m}^2$ ) centrado em cada via fictícia.

A carga do subsistema UDL em kN/m<sup>2</sup> é determinada pela seguinte expressão:

$$\alpha_q \cdot q_k \quad (4.1)$$

A carga por eixo do subsistema TS em kN é definida pela expressão seguinte:

$$\alpha_Q \cdot Q_k \quad (4.2)$$

Dadas as discrepâncias verificadas ao nível do tráfego rodoviário nos diferentes membros da União Europeia, o EC1-2 considera a aplicação de fatores de correção. Estes fatores são especificados no Anexo Nacional. Porém, em Portugal ainda não foi homologado, mas é proposta a utilização dos fatores indicados o Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Fatores de correção para as diferentes vias fictícias (proposta do Anexo Nacional do EC1-2).

| <b>Classe da Ponte</b> | <b><math>\alpha_{Q1}</math></b> | <b><math>\alpha_{Qi} (i \geq 2)</math></b> | <b><math>\alpha_{q1}</math></b> | <b><math>\alpha_{qi} (i \geq 2)</math></b> | <b><math>\alpha_{qE}</math></b> |
|------------------------|---------------------------------|--|---------------------------------|--|---------------------------------|
| Classe I               | 1,0                             | 1,0  | 1,0                             | 1,0  | 1,0                             |
| Classe II              | 0,9                             | 0,8  | 0,7                             | 1,0  | 1,0                             |

No Quadro 4.5 apresentam-se os valores caraterísticos da intensidade das cargas de cada subsistema do modelo LM1 consoante o número da via carregada, incluindo os efeitos de amplificação dinâmica, que deverão ser afetados pelos coeficientes de correção que constam no Quadro 4.4.

Quadro 4.5 - Valores caraterísticos dos subsistemas UDL e TS proposto pelo EC1-2, incluindo os efeitos de amplificação dinâmica.

| <b>Número da via <i>i</i></b> | <b>Subsistema UDL</b>                         | <b>Subsistema TS</b>                           |
|-------------------------------|---|--|
|                               | <b><math>q_{ik}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b> | <b>Carga por eixo <math>Q_{ik}</math> (kN)</b> |
| Via 1                         | 9,0   | 300,0  |
| Via 2                         | 2,5   | 200,0  |
| Via 3                         | 2,5   | 100,0  |
| Outras vias                   | 2,5   | 0,0  |
| Área excedente                | 2,5   | 0,0  |

Importa frisar, no caso de duas vias adjacentes, que os veículos se devem encontrar afastados no mínimo a 50 cm do eixo de cada roda dos veículos em causa, tal como explicita a Figura 4.4.

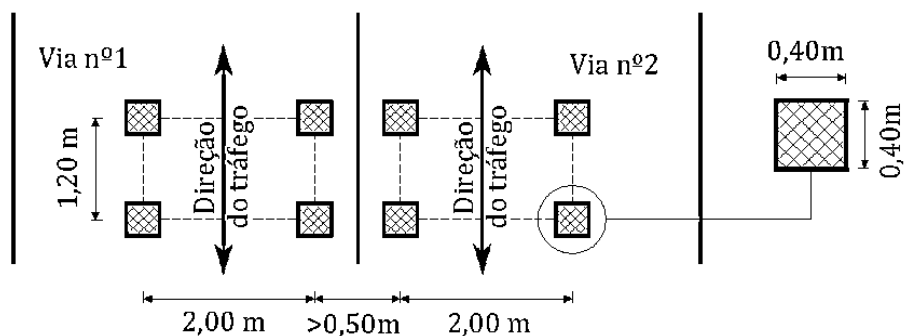


Figura 4.4 – Disposição dos veículos do modelo LM1 (Cruz, 2014).

A Figura 4.5 tem o intuito de demonstrar a divisão da área de um tabuleiro em 3 vias fictícias e a posição a considerar para os veículos.

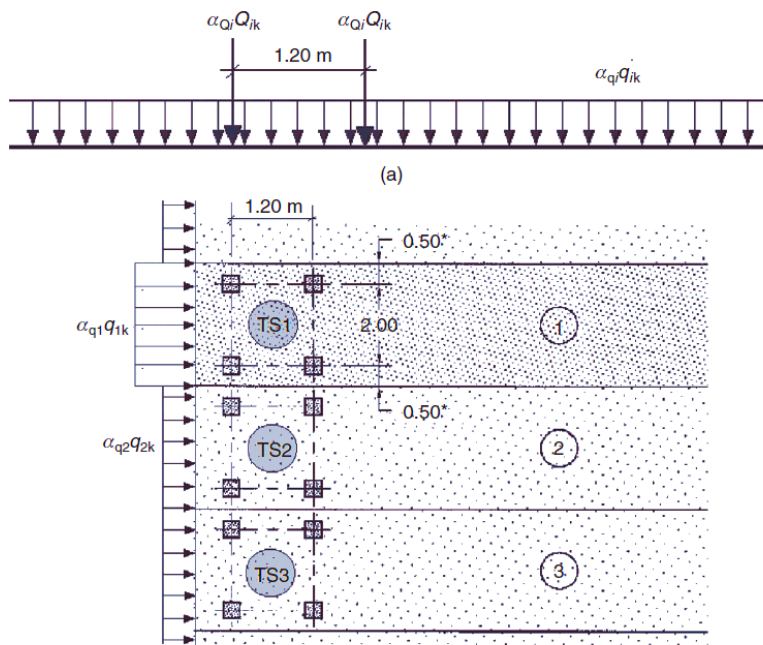


Figura 4.5 – Exemplo de aplicação do modelo LM1 proposto pelo EC1-2 (Calgaro et al., 2010).

#### 4.3.1.3 MODELO DE CARGA 2 (LOAD MODEL 2)

O subsistema TS do modelo principal (LM1) da norma europeia não abrange todos os efeitos locais de veículos de vários tipos. Assim, para algumas verificações locais, como por exemplo a verificação do punçoamento em lajes, o modelo LM1 é completado com um modelo adicional designado LM2.

O modelo de sobrecarga rodoviária LM2 destina-se a pontes de pequeno vão e consiste num veículo de um único eixo de duas rodas, afastadas de 2,00 metros, cada uma com a intensidade de 200 kN já

incluindo os efeitos de amplificação dinâmica (Figura 4.6). Este modelo pode ser aplicado em qualquer zona das faixas de rodagem e bermas. Importa frisar que tal como no modelo LM1, esta carga também deve ser afetada por um fator de correção  $\beta_Q$  que toma o mesmo valor de  $\alpha_{Q1}$ .

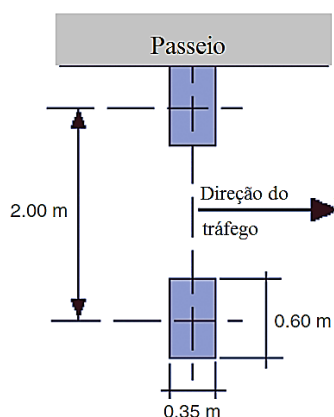


Figura 4.6 – Modelo LM2 definido no EC1-2.

Na proximidade de juntas de dilatação (a uma distância  $D$  em metros) deverá ser aplicado um fator de amplificação dinâmica  $\phi$  definido pela seguinte expressão:

$$\phi = 1,30 \left(1 - \frac{D}{26}\right) \geq 1 \quad (4.3)$$

#### 4.3.1.4 MODELO DE CARGA 3 (LOAD MODEL 3)

O Eurocódigo ainda prevê um terceiro modelo de sobrecarga rodoviária, designado por LM3, que representa os efeitos de veículos de transportes especiais que podem, excecionalmente, transitar nas pontes em condições controladas. O anexo A do EC1-2 define 17 veículos especiais padronizados constituídos por cargas concentradas numa série de eixos (4 a 15 eixos) que dependem da carga total do veículo (Quadro 4.6).

Todavia, a seleção dos veículos especiais a considerar no projeto de pontes é da responsabilidade do dono de obra e apenas deve ser utilizado caso não se aplique o modelo LM1 ou este não seja condicionante. Tome-se, como exemplo, a ponte da Lezíria sobre o rio Tejo, na A10, que liga o Carregado a Benavente, onde o concessionário (Brisa) definiu que o veículo a considerar seria de 1800 kN, com afastamento transversal de 3,00 metros entre cada roda. Determinou-se ainda que o veículo seria localizado no tabuleiro com o intuito de provocar os esforços de maior valor (Cruz, 2014).

Quadro 4.6 - Veículos especiais (LM3) previsto pelo EC1-2.

| <b>Veículo de 600 kN</b>  |  |
|---|--|
| <b>4 eixos:</b><br><b>150 kN/eixo</b>                                 |  |
| <b>Veículo de 900 kN</b>  |  |
| <b>6 eixos:</b><br><b>150 kN/eixo</b>                                 |  |
| <b>Veículo de 1200 kN</b>   |  |
| <b>6 eixos:</b><br><b>200 kN/eixo</b>                                 |  |
| <b>8 eixos:</b><br><b>150 kN/eixo</b>                                 |  |
| <b>Veículo de 1500 kN</b>   |  |
| <b>7 eixos: 200 kN/eixo</b><br><b>+</b><br><b>1 eixo: 100 kN/eixo</b> |  |

| Veículo de 1500 kN                              |  |
|---|--|
| 10 eixos:<br>150 kN/eixo                        | <p>Diagram showing a vehicle with 10 axles, 150 kN per axle, spaced 1,50 m apart. The vehicle width is 3,00 m. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p> |
| Veículo de 1800 kN                              |  |
| 9 eixos:<br>200 kN/eixo                         | <p>Diagram showing a vehicle with 9 axles, 200 kN per axle, spaced 1,50 m apart. The vehicle width is 3,00 m. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p>  |
| 12 eixos:<br>150 kN/eixo                        | <p>Diagram showing a vehicle with 12 axles, 150 kN per axle, spaced 1,50 m apart. The vehicle width is 3,00 m. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p> |
| Veículo de 2400 kN                              |  |
| 12 eixos:<br>200 kN/eixo                        | <p>Diagram showing a vehicle with 12 axles, 200 kN per axle, spaced 1,50 m apart. The vehicle width is 3,00 m. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p> |
| 12 eixos:<br>240 kN/eixo<br>(espaçados de 12 m) | <p>Diagram showing a vehicle with 12 axles, 240 kN per axle, spaced 12 m apart. The vehicle width is 3,00 m. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p>   |

| Veículo de 2400 kN                                |   |
|---|---|
| 10 eixos:<br>240 kN/eixo                          | <p>Diagram showing a 10-axle vehicle with 240 kN per axle. The vehicle is 4,50 m wide and 15,00 m long. The 10 axles are spaced at 1,50 m intervals. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p>                        |
| Veículo de 3000 kN                                |   |
| 15 eixos:<br>200 kN/eixo                          | <p>Diagram showing a 15-axle vehicle with 200 kN per axle. The vehicle is 3,00 m wide and 22,50 m long. The 15 axles are spaced at 1,50 m intervals. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p>                        |
| 15 eixos:<br>200 kN/eixo<br>(espaçados de 12 m)   | <p>Diagram showing a 15-axle vehicle with 200 kN per axle, spaced at 12 m. The vehicle is 3,00 m wide and 22,50 m long. The 15 axles are spaced at 1,50 m intervals. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p>        |
| 12 eixos: 240 kN/eixo<br>+<br>1 eixo: 120 kN/eixo | <p>Diagram showing a 12-axle vehicle with 240 kN per axle and 1 axle with 120 kN. The vehicle is 4,50 m wide and 15,00 m long. The 12 axles are spaced at 1,50 m intervals. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p> |
| Veículo de 3600 kN                                |   |
| 18 eixos:<br>200 kN/eixo                          | <p>Diagram showing a 18-axle vehicle with 200 kN per axle. The vehicle is 3,00 m wide and 27,00 m long. The 18 axles are spaced at 1,50 m intervals. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p>                        |
| 18 eixos:<br>200 kN/eixo<br>(espaçados de 12 m)   | <p>Diagram showing a 18-axle vehicle with 200 kN per axle, spaced at 12 m. The vehicle is 4,50 m wide and 27,00 m long. The 18 axles are spaced at 1,50 m intervals. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p>        |
| 15 eixos:<br>240 kN/eixo                          | <p>Diagram showing a 15-axle vehicle with 240 kN per axle. The vehicle is 4,50 m wide and 22,50 m long. The 15 axles are spaced at 1,50 m intervals. The direction of traffic is indicated by a double-headed arrow.</p>                        |

#### 4.3.1.5 MODELO DE CARGA 4 (LOAD MODEL 4)

O quarto e último modelo de sobrecarga apresentado no EC1-2, designado por LM4, destina-se a representar os efeitos de cargas de multidão e é relevante em pontes localizadas em zonas urbanas onde eventos desportivos ou culturais possam ocorrer (Figura 4.7). Porém, apenas é utilizado quando o modelo LM1 não cobre o seu efeito ou caso não se consiga aplicá-lo.



Figura 4.7 – Exemplo de cargas de multidão num tabuleiro de uma ponte. Maratona de Nova Iorque, Ponte Verrazano (Calgaro et al., 2010).

O modelo LM4 consiste numa carga uniformemente distribuída em todo o tabuleiro, com intensidade de 5,0 kN/m<sup>2</sup>, já incluindo os efeitos de amplificação dinâmica.

#### 4.3.2 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

Tal como referido anteriormente, na norma europeia os efeitos de amplificação dinâmica encontram-se implícitos nos valores característicos das cargas dos modelos de sobrecarga rodoviária.

#### 4.3.3 FORÇA DE FRENAGEM

As forças provocadas pela travagem dos veículos no tabuleiro da ponte são definidas na norma europeia como forças longitudinais e horizontais, aplicadas na plataforma de rodagem do tabuleiro da ponte. Esta ação tem um limite máximo de 900 kN, correspondente à força de frenagem máxima aplicada por veículos militares, e é calculada como uma fração do valor das cargas verticais provenientes do modelo LM1 aplicadas na via fictícia 1, de acordo com a seguinte expressão:

$$180\alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{1k} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900 (kN) \quad (4.4)$$



Sendo:

$L$  – Vão do tabuleiro (m);

$2Q_{1k}$  - Peso de dois eixos do modelo de carga 1 aplicados na via nº 1 (kN);

$q_{1k}$  - Densidade da carga uniformemente distribuída na via fictícia nº 1 (kN/m<sup>2</sup>);

$w_1$  - Largura da via fictícia nº1 (m);

$\alpha_{q1}$  - Fator de ajustamento, dependente da classe de carga (Quadro 4.4).

#### 4.3.4 SOBRECARGA NOS PASSEIOS

O Eurocódigo determina a verificação das ações nos passeios através da caracterização de diferentes modelos de carga, nomeadamente uma carga uniformemente distribuída, uma carga concentrada e por uma carga que representa veículos de serviço.

O primeiro modelo definido no EC1-2 para pontes rodoviárias que suportam passeios consiste numa carga uniformemente distribuída ( $q_{fk}$ ) com valor caraterístico de 5,0 kN/m<sup>2</sup>.

O segundo modelo de carga baseia-se numa carga concentrada ( $Q_{fvk}$ ) que toma um valor de 10 kN a atuar numa superfície quadrada de 0,10 m de lado. Contudo, este modelo apenas se destina a verificações locais nos elementos estruturais.

O terceiro e último modelo de carga em passeios pretende representar os efeitos da circulação de um veículo de serviço. O EC1-2 recomenda a aplicação da carga accidental ilustrada na Figura 4.8.

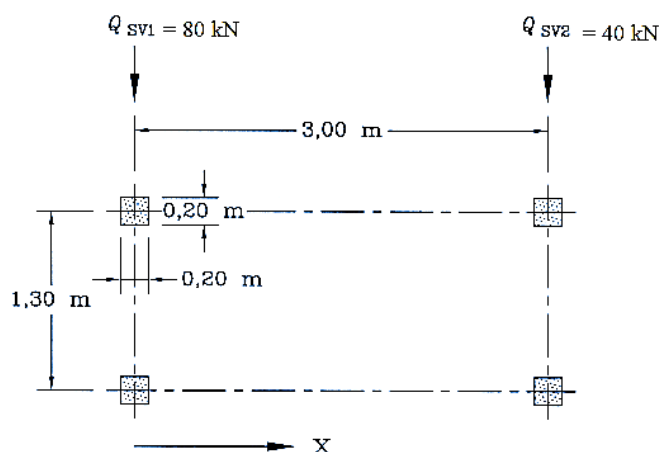


Figura 4.8 – Carga accidental prevista no EC1-2.

## 4.4 NBR 7187 E NBR 7188 (NORMAS BRASILEIRAS)

### 4.4.1 MODELO DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), fundada em 1940, é a entidade responsável pela elaboração das normas técnicas brasileiras. Atualmente é a norma ABNT NBR 7187 que especifica os requisitos que devem ser obedecidos no projeto, execução e manutenção das pontes de betão armado e pré-esforçado. Porém, é a norma ABNT 7188 que define os modelos de sobrecarga rodoviária a considerar no projeto de uma ponte rodoviária ou pedonal.

Para o dimensionamento de pontes rodoviárias, a norma brasileira estabelece três classes de pontes associadas ao peso total do veículo a considerar no projeto, designadamente:

- Classe 45 - na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total;
- Classe 30 - na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 300 kN de peso total;
- Classe 12 - na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 120 kN de peso total.

O modelo de carga proposto consiste na atuação simultânea de um veículo tipo semelhante ao veículo previsto pelo RSA, e de uma carga uniformemente distribuída representando o tráfego intenso que pode suceder na ponte.

O veículo tipo ocupa uma área retangular de 3,0 metros de largura e de 6,0 metros de comprimento para as três classes da norma. Salienta-se, que o veículo deve ser aplicado numa posição tal que provoque os efeitos mais desfavoráveis no elemento em estudo. Os eixos que provoquem uma redução destes efeitos devem ser desprezados. A Figura 4.9 ilustra os veículos definidos na norma brasileira.

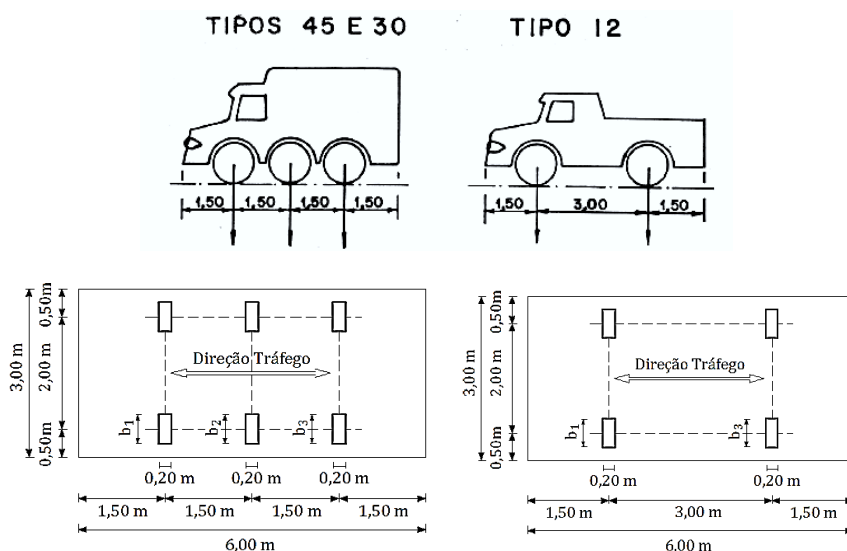


Figura 4.9 – Dimensões dos veículos tipos previsto na norma Brasileira, em perfil longitudinal (em cima) e em planta (em baixo) (NBR-7188, 1982).

As características do veículo, em função da classe da ponte, são apresentadas no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 - Características do veículo em função da classe da ponte (NBR 7188, 1982).

|  | Unidade        | Tipo 45         | Tipo 30         | Tipo 12         |
|--|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| <b>Quantidade eixos</b>                              | Eixo           | 3               | 3               | 2               |
| Peso total do veículo                                | kN             | 450             | 300             | 120             |
| Peso de cada roda dianteira                          | kN             | 75              | 50              | 20              |
| Peso de cada roda traseira                           | kN             | 75              | 50              | 40              |
| Peso de cada roda intermediária                      | kN             | 75              | 50              | -               |
| Largura de contacto $b_1$ de cada roda dianteira     | m              | 0,50            | 0,40            | 0,20            |
| Largura de contacto $b_2$ de cada roda intermediária | m              | 0,50            | 0,40            | -               |
| Largura de contacto $b_3$ de cada roda traseira      | m              | 0,50            | 0,40            | 0,30            |
| Comprimento de contacto de cada roda                 | m              | 0,20            | 0,20            | 0,20            |
| Área de contacto de cada roda                        | m <sup>2</sup> | $0,20 \times b$ | $0,20 \times b$ | $0,20 \times b$ |
| Distância entre eixos                                | m              | 1,50            | 1,50            | 3,00            |
| Distância entre os centros de roda de cada eixo      | m              | 2,00            | 2,00            | 2,00            |

A carga uniformemente distribuída ( $p$ ) atua em toda a área da plataforma de rodagem incluindo bermas, descontando-se a área ocupada pelo veículo tipo. Contudo, é exequível aplicar a carga  $p$  em toda a faixa de rodagem e bermas desde que se realize uma dedução dessa carga sobre a carga do veículo. A intensidade da carga depende também da classe da ponte considerada de acordo com o Quadro 4.8.

Quadro 4.8 - Intensidade das cargas uniformemente distribuídas consoante a classe da ponte (NBR 7188, 1982).

| Classe da ponte | Carga uniformemente distribuída |                           |  |
|-----------------|---------------------------------|---------------------------|--|
|                 | $p$ (kN/m <sup>2</sup> )        | $p'$ (kN/m <sup>2</sup> ) | Disposição da carga  |
| 45              | 5,0                             | 3,0                       | Carga $p$ em toda a faixa de rodagem e bermas.<br>Carga $p'$ nos passeios. |
| 30              | 5,0                             | 3,0                       |  |
| 12              | 4,0                             | 3,0                       |  |

#### 4.4.2 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

Os efeitos de amplificação dinâmica provocados pelos veículos são definidos na norma NBR 7187 através da multiplicação das cargas do veículo e da carga uniformemente distribuída (exceto a carga uniformemente distribuída aplicada nos passeios) por um fator. O valor do fator de amplificação dinâmica ( $\varphi$ ) é calculado pela seguinte expressão:

$$\varphi = 1,4 - 0,007 - L \geq 1 \quad (4.5)$$

Sendo L o comprimento do vão carregado.

Todavia, em tabuleiros contínuos, no caso em que o menor vão seja igual ou superior a 70% do maior vão, é permitido considerar um vão ideal equivalente à média aritmética dos vãos.

#### 4.4.3 FORÇA DE FRENAGEM

A norma NBR 7187 estabelece uma força longitudinal provocada pela frenagem dos veículos, aplicada na superfície do tabuleiro, igual ao maior dos seguintes valores: 5% da carga uniformemente distribuída, excluindo os passeios; ou 30% do peso do veículo tipo.

#### 4.4.4 SOBRECARGA NOS PASSEIOS

Como já citado no Quadro 4.8, a sobrecarga a considerar nos passeios consiste numa carga uniformemente distribuída ( $p'$ ) de intensidade 3,0 kN/m<sup>2</sup>.

## **4.5 AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) LFRD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (NORMA NORTE-AMERICANA)**

### **4.5.1 MODELO DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA**

A *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) é a organização norte-americana responsável pelo estabelecimento de normas, protocolos e especificações utilizadas no projeto de obras rodoviárias nos Estados Unidos da América. Para o projeto de pontes concebeu uma especificação denominada *Bridge Design Specifications*, que se baseia na metodologia do *Load and Resistance Factor Design* (LFRD) (Miller et al., 2007 apud Saraiva, 2013).

O modelo de sobrecarga rodoviária proposto pela norma AASHTO, denominado HL-93 (Highway Loading, 1993), tem como objetivo representar os efeitos gerados por veículos que transportam cargas acima das regulamentadas, e fundamenta-se em três veículos tipo, nomeadamente dois veículos pesados (H20-44 e o HS20-44), e um aglomerado de pequenos camiões (H15).

A aplicação dos modelos consiste na determinação do submodelo que originar os efeitos mais desfavoráveis de entre os dois seguintes:

- i. Submodelo 1: Veículo HS20-44 e sobrecarga uniforme ( $q_u$ );
- ii. Submodelo 2: Veículo H20-44 e sobrecarga uniforme ( $q_u$ ).

A norma AASHTO refere ainda que os veículos devem ser posicionados a uma distância mínima de 30 cm do lancil ao eixo da roda. No caso de vias fictícias adjacentes, a distância mínima admitida é de 60 cm.

Tal como na norma europeia, é necessário proceder à divisão da plataforma de rodagem em vias fictícias previamente à aplicação das cargas.

#### **4.5.1.1 DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE VIAS**

A norma norte-americana estabelece três critérios para se proceder à divisão transversal da plataforma de rodagem em vias fictícias. No Quadro 4.9 apresentam-se os critérios a considerar.

Quadro 4.9 - Critérios de definição do número e largura das vias fictícias segundo a norma AASHTO.

| Largura entre lancis - $w$ , ou largura das vias de tráfego - $w_{vt}$ | Número de vias - $n$                   | Largura da via fictícia - $w_f$ (m)    |
|--|--|--|
| $w_{vt} < 3,66$ m  | $n = \text{número de vias de tráfego}$ | $w_{vt}$                               |
| $6,10 \text{ m} < w < 7,32 \text{ m}$                                  | 2                                      | $\frac{w}{2}$                          |
| $w \notin ]6,10 \text{ m} - 7,32 \text{ m}[$                           | $n = \text{Int}(\frac{w}{3,66})$       | $\frac{w}{\text{Int}(\frac{w}{3,66})}$ |

Sendo  $\text{Int}$  a parte inteira do quociente.

Importa salientar que o primeiro critério aplica-se a tabuleiros estreitos, com largura entre lancis inferior a 3,66 metros. Por conseguinte, a norma considera que o número de vias fictícias é igual ao número de vias de tráfego.

#### 4.5.1.2 VEÍCULO HS20-44 (TRUCK HS20-44)

O veículo HS20-44 ou Truck HS20-44 é constituído por três eixos de duas rodas, com um afastamento transversal de 1,83 m. No sentido longitudinal é notável um afastamento variável entre 4,27 e 9,14 metros entre os eixos traseiros e intermédios ( $Q_3$  e  $Q_2$ , respetivamente), sendo que a distância a utilizar no projeto de pontes deverá ser a que produza os efeitos mais desfavoráveis na estrutura. O eixo dianteiro ( $Q_1$ ) está afastado 4,27 metros do eixo intermédio. A geometria do veículo HS20-44 e as intensidades das cargas dos eixos são representadas na Figura 4.10.

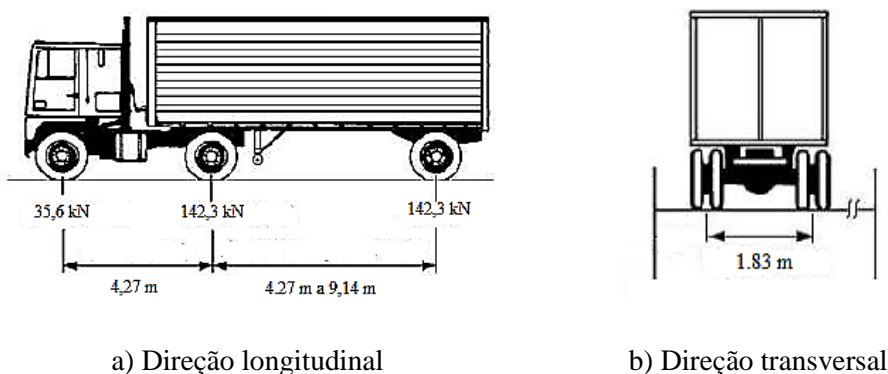


Figura 4.10 - Geometria e intensidade das cargas dos eixos do veículo HS20-44 (AASHTO, 2012).

4.5.1.3 VEÍCULO H20-44 (*TANDEM* H20-44)

O veículo H20-44 ou Tandem H20-44 consiste num veículo de 4 rodas com 222,4 kN de carga total, distribuídas por 2 eixos afastados de 1,22 metros longitudinalmente. A geometria e a intensidade de cada eixo são ilustradas na Figura 4.11.

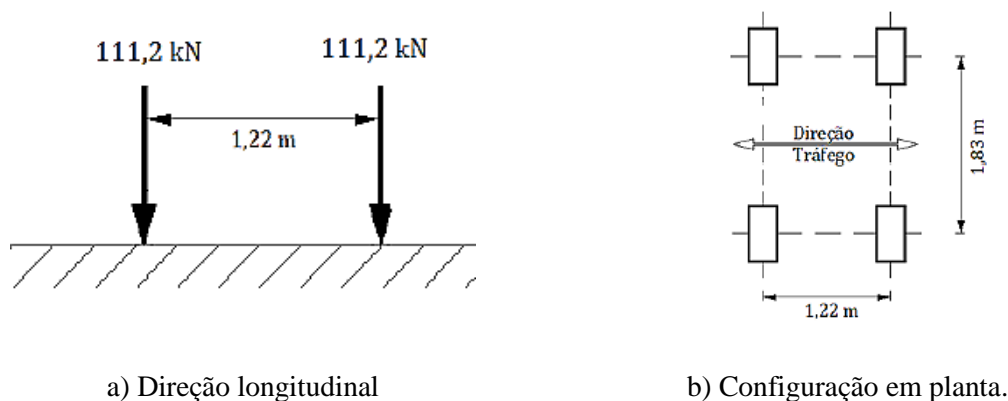


Figura 4.11 – Configuração do veículo H20-44.

4.5.1.4 SOBRECARGA UNIFORME (LANE LOAD  $Q_U$ )

O terceiro e último modelo previsto pela norma AASHTO reside numa sobrecarga uniforme que pretende representar os efeitos provocados pelo tráfego de um conjunto de camiões H15 (veículos com 15 toneladas) pouco afastados. A carga uniformemente distribuída tem a intensidade de 9,3 kN/m aplicada na direção longitudinal e por via. No entanto, é exequível distribuir a carga na direção transversal numa largura máxima de 3,05 metros. Deste modo, a sobrecarga uniforme toma um valor distribuído de 3,1 kN/m<sup>2</sup> aplicada em cada via numa largura máxima de 3,05 metros. A Figura 4.12 exemplifica a distribuição da sobrecarga uniforme de um tabuleiro genérico com duas larguras de vias de largura superior a 3,05 metros.

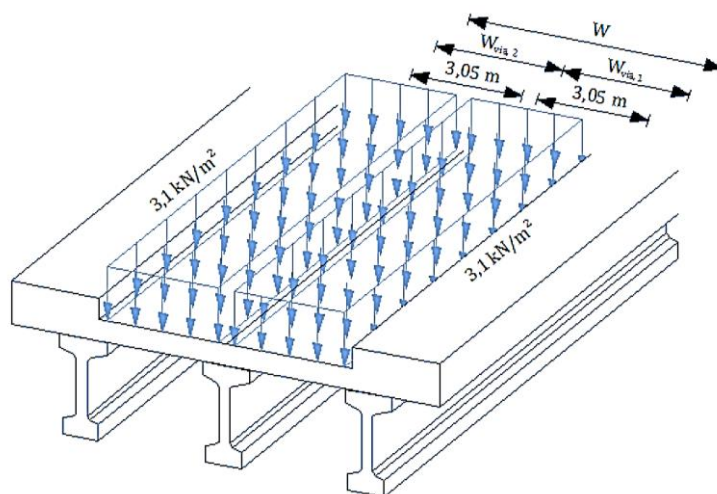


Figura 4.12 – Exemplo de distribuição da sobrecarga uniforme num tabuleiro com duas vias de largura ( $w_{via}$ ) superior a 3,05 m (Cruz, 2014).

Saliente-se, que tanto para a análise transversal como para a análise transversal deve ser ignorada a parcela da sobrecarga que causar uma redução do efeito em análise.

#### 4.5.2 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

A norma norte-americana considera os efeitos de amplificação dinâmica multiplicando as cargas dos veículos HS20-44 e H20-44 por um coeficiente ( $\phi$ ). Este coeficiente é definido em função das características do tabuleiro e do estado limite analisado, tal como se exibe no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 - Coeficiente de amplificação dinâmica definido na norma norte-americana AASHTO.

| Caraterísticas                                  | Coeficiente de amplificação dinâmica |
|---|--------------------------------------|
| Juntas de tabuleiros (todos os estados limites) | $\phi = 1,75$                        |
| Estados limites últimos e de fadiga             | $\phi = 1,15$                        |
| Restantes estados limites                       | $\phi = 1,33$                        |

#### 4.5.3 MÚLTIPLA PRESENÇA

Com o intuito de prever a ação simultânea de vários veículos a circular, a norma AASHTO define um fator de múltipla presença que depende do número de vias carregadas. Deste modo, as cargas dos veículos HS20-44 e H20-44 (não se aplica o fator de múltipla presença à sobrecarga uniforme) são aplicadas em cada via fictícia e multiplicadas por este fator. Os valores do fator de múltipla presença são apresentados no Quadro 4.11.



Quadro 4.11 - Fator de múltipla presença prevista pela norma AASHTO.

| Nº de vias carregadas | Fator de múltipla presença - m |
|-----------------------|--------------------------------|
| 1                     | m = 1,20                       |
| 2                     | m = 1,00                       |
| 3                     | m = 0,85                       |
| > 3                   | m = 0,65                       |

#### 4.5.4 FORÇA DE FRENAGEM

A força de frenagem provocada pela travagem dos veículos consiste numa força longitudinal e horizontal distribuída em todas as vias fictícias, aplicando da mesma forma o fator de múltipla presença (Quadro 4.11). A sua intensidade corresponde ao maior valor entre: 25% da carga por eixo do veículo HS20-44; 25% da carga por eixo do veículo H20-44; 5% da carga total do veículo HS20-44 mais a sobrecarga uniforme; 5% da carga total do veículo H20-44 mais a sobrecarga uniforme. Sintetizando:

$$Ff = \max \begin{cases} 25\% \times Q_{truck}/eixo \\ 25\% \times Q_{tandem}/eixo \\ 5\% \times (Q_{truck} + qu) \\ 5\% \times (Q_{tandem} + qu) \end{cases} \quad (4.6)$$

#### 4.5.5 SOBRECARGA NOS PASSEIOS

A norma AASHTO estabelece uma sobrecarga uniformemente distribuída de 3,6 kN/m<sup>2</sup>, aplicada a passeios com larguras maiores que 0,61 metros, em atuação simultânea com as cargas dos veículos.

## 4.6 CODE OF PRACTICE FOR THE DESIGN OF ROAD BRIDGES AND CULVERTS – SATCC (REGULAMENTO SUL-AFRICANO)

### 4.6.1 MODELO DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA

A *Southern Africa Transport and Communications Commission* (SATCC) é a entidade responsável pela área dos transportes e das vias de comunicação na África do Sul. Em 1999 foi homologado o *Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts*, por parte da SATCC, que especifica os modelos de sobrecarga rodoviária a considerar nos projetos de pontes. A SATCC define três modelos que são aplicados separadamente, nomeadamente:

- i. NA (*Normal Loading*);
- ii. NB (*Abnormal Loading*);
- iii. NC (*Super Loading*).

Para o dimensionamento da estrutura ou de um elemento estrutural, considera-se o modelo que provocar os efeitos mais desfavoráveis.

Porém, previamente à aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária, e tal como nas normas já abordadas, é necessário proceder-se à divisão do tabuleiro em vias fictícias.

#### 4.6.1.1 DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE VIAS

O processo de divisão do tabuleiro em vias fictícias é semelhante às duas normas anteriores mas apenas é considerada para a aplicação do modelo de sobrecarga NA. Deste modo, é prevista a largura da faixa de rodagem e bermas ( $w$ ), subtraída da largura de eventuais separadores e dividida em vias fictícias. A divisão da área carregada é realizada de acordo com os critérios definidos no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 - Número e largura das vias fictícias de acordo com a SATCC.

| Largura das faixas de rodagem e bermas ( $w$ ) | Número de vias ( $n$ ) | Largura das vias (m) |
|--|------------------------|----------------------|
| $w \leq 4,8$ m                                 | $n = \text{Int}(w/3)$  | $w / n$              |
| $4,8 \text{ m} < w \leq 7,4$ m                 | $n = 2$                | $w / 2$              |
| $7,4 \text{ m} < w \leq 11,1$ m                | $n = 3$                | $w / 3$              |
| $11,1 \text{ m} < w \leq 14,8$ m               | $n = 4$                | $w / 4$              |
| $14,8 \text{ m} < w \leq 18,5$ m               | $n = 5$                | $w / 5$              |
| $18,5 \text{ m} < w \leq 22,0$ m               | $n = 6$                | $w / 6$              |

#### 4.6.1.2 MODELO DE SOBRECARGA NA (NORMAL LOADING – NA)

O modelo de sobrecarga NA pretende representar o tráfego normal numa ponte ou viaduto. Este modelo de sobrecarga é constituído por dois tipos de carregamento distintos: uma sobrecarga linearmente distribuída na direção longitudinal NA (1) em combinação com uma sobrecarga pontual NA (2), e por uma sobrecarga pontual NA (3). Para o dimensionamento da estrutura ou de um elemento estrutural é considerado o carregamento que causar os efeitos mais desfavoráveis.

##### 4.6.1.2.1 NA (1)

A sobrecarga linearmente distribuída NA (1) pretende simular um conjunto de veículos ligeiros a circular na ponte, sendo composta por duas cargas paralelas uniformemente distribuídas, aplicadas em cada via fictícia, na direção longitudinal e de igual intensidade, afastadas de 1,90 metros devendo-se ainda assegurar uma distância mínima de 0,25 metros em relação ao lancil e de 0,50 metros em relação à via fictícia adjacente. Cada carga toma um valor de  $\frac{Q_a}{2}$ . Os valores de  $Q_a$  são apresentados no Quadro 4.13.

Quadro 4.13 - Valor característico do carregamento NA (1).

| Comprimento contínuo carregado - L | $Q_a$ (kN/m)               |
|------------------------------------|----------------------------|
| $L < 36$ m                         | 36                         |
| $L \geq 36$ m                      | $\frac{180}{\sqrt{L}} + 6$ |

Todavia, a SATCC especifica métodos alternativos de se aplicar a carga NA (1) nas direções longitudinal e transversal.

Na direção longitudinal, com o intuito de obter os efeitos mais desfavoráveis num elemento estrutural, é necessário reduzir o carregamento em cada via fictícia através da multiplicação da carga  $Q_a$  por um coeficiente ( $\beta$ ). A definição dos coeficientes é explicitada no Quadro 4.14, em função da via fictícia e do comprimento do tabuleiro.

Quadro 4.14 - Definição do coeficiente de redução a aplicar à carga em cada via fictícia.

| Via fictícia | Critério                             | Coeficiente de redução ( $\beta$ ) |
|--------------|--------------------------------------|------------------------------------|
| 1            | Qualquer vão                         | 1                                  |
| 2            | $L \leq 18 \text{ m}$                | 1                                  |
|              | $18 \text{ m} < L \leq 36 \text{ m}$ | $1,33(3) - 0,0185 \times L$        |
|              | $L > 36 \text{ m}$                   | $\frac{2}{3}$                      |
| 3            | $L \leq 12 \text{ m}$                | 1                                  |
|              | $12 \text{ m} < L \leq 36$           | $1,25 - 0,02083(3) \times L$       |
|              | $L > 36 \text{ m}$                   | $\frac{1}{2}$                      |

Alternativamente, na direção transversal é exequível aplicar a carga uniformemente distribuída por toda a largura da via fictícia, desde que esta distribuição não tenha efeitos significativos no elemento estrutural em estudo.

#### 4.6.1.2.2 NA (2)

A sobrecarga NA (2) consiste num veículo de um eixo de duas rodas afastadas de 1,90 metros. A intensidade do eixo varia consoante o número da via fictícia, de acordo com a função  $\frac{144}{\sqrt{n}}$ , onde  $n$  é a sequência do número da via. Os carregamentos de cada via devem distanciar-se, no mínimo, a 0,50 metros da via adjacente, e a 0,25 metros do lancil.

Alternativamente, pode considerar-se uma carga do tipo “faca”, ou seja, uma carga uniformemente distribuída pela largura da via fictícia, desde que esta distribuição não tenha efeitos significativos no elemento estrutural em estudo. Neste caso, não se consideram as distâncias mínimas citadas acima.

#### 4.6.1.2.3 NA (3)

A sobrecarga NA (3) é constituída por um veículo de um único eixo de duas rodas afastadas de 1,0 metro. O veículo possui uma carga total de 200 kN e cada roda tem uma área de contacto circular ou quadrada de 0,10 m<sup>2</sup>. O veículo é posicionado em qualquer zona da faixa de rodagem e bermas e em qualquer direção, independentemente da divisão das vias adotada.

## 4.6.1.3 MODELO DE SOBRECARGA NB (ABNORMAL LOADING – NB)

O modelo de sobrecarga NB abrange os efeitos provocados pela circulação de um veículo especial. Consiste num veículo composto por 4 eixos de 4 rodas cada um, perfazendo um total de 16 rodas. A distância entre os eixos das extremidades e os intermédios é fixa e igual a 2,00 metros, enquanto a distância entre eixos intermédios é variável, tomando os valores de 6,00, 11,00, 16,00, 21,00 ou 26,00 metros. Por conseguinte, a distância entre eixos intermédios deverá ser a que causar os efeitos mais desfavoráveis na estrutura. Transversalmente, as rodas estão distanciadas de 1,00 metros. A Figura 4.13 ilustra a geometria do veículo NB.

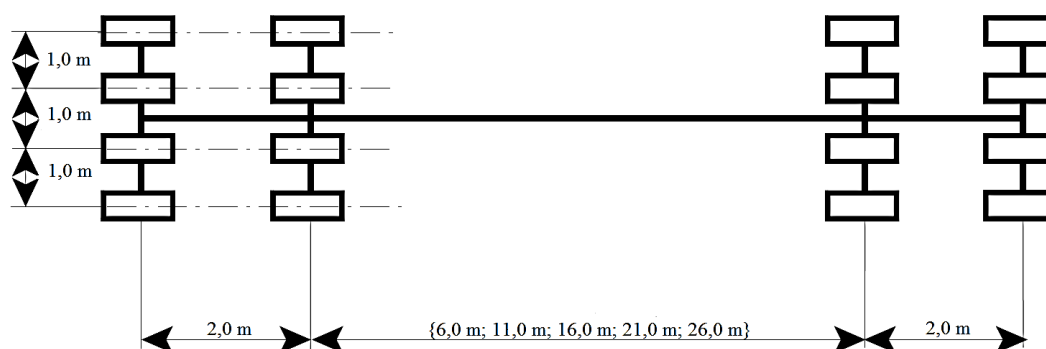


Figura 4.13 – Configuração em planta do modelo NB da SATCC.

A SATCC define dois tipos de veículos para o modelo de sobrecarga NB, nomeadamente:

- i. NB *Loading* 24: considera-se um veículo com carga total de 960 kN, tendo cada eixo e cada roda intensidade igual a 240 kN e 60 kN respetivamente. A superfície de contacto do pneu com pavimento é definida por um círculo de 0,28 metros de diâmetro ou por um quadrado com 0,25 metros de lado;
- ii. NB *Loading* 36: consiste num veículo com carga total de 1440 kN, distribuída pelos 4 eixos, perfazendo 360 kN por eixo e 90 kN por roda. A superfície de contacto é definida por um círculo de 0,34 metros de diâmetro ou por um quadrado com 0,30 metros de lado.

Na direção transversal, o veículo pode ser posicionado em qualquer posição da faixa de rodagem e bermas, até uma distância mínima de 0,60 metros do passeio, com o intuito de provocar os efeitos mais onerosos na estrutura. No entanto, caso a largura do passeio seja inferior a 0,60 metros, a distância mínima ao lancil é de 0,15 metros.

#### 4.6.1.4 MODELO DE SOBRECARGA NC (SUPER LOADING – NC)

O modelo de sobrecarga NC representa os efeitos provocados pela circulação de veículos de dimensões excepcionais utilizado para o transporte de cargas pesadas indivisíveis, como é o caso dos veículos com reboques de suspensão hidráulica destinados a transportar cargas muito elevadas (*Standard Type NC-30 x 5 x 40*).

A Figura 4.14 apresenta a configuração em planta do modelo NC. Nas áreas sombreadas considera-se uma carga uniformemente distribuída de 30 kN/m<sup>2</sup>.

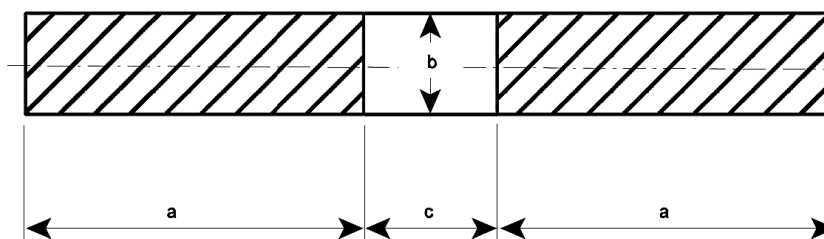


Figura 4.14 – Modelo de sobrecarga NC (carga uniformemente distribuída de 30 kN/m<sup>2</sup>).

Os valores dos parâmetros  $a$ ,  $b$  e  $c$  devem ser escolhidos (Quadro 4.15) de forma a obter os efeitos mais gravosos na estrutura ou elemento estrutural em análise.

Quadro 4.15 - Dimensões do veículo NC.

| Parâmetro | Dimensão (m)                     |
|-----------|----------------------------------|
| $a$       | {5,0; 10,0; 15,0; 20,0}          |
| $b$       | {3,0; 4,0; 5,0}                  |
| $c$       | {0; 5,0; 10,0; 15,0; 20,0; 25,0} |

Importa frisar que a definição dos parâmetros relativos às dimensões do veículo NC depende do tipo de ponte e das condições do tráfego a que esta estará sujeita, cabendo ao dono de obra a sua definição.

#### 4.6.2 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

Os efeitos de amplificação dinâmica estão incluídos no modelo NA e no modelo NB. Relativamente ao modelo NC, a consideração de efeitos de amplificação dinâmica apenas é desprezada quando o veículo circula a uma velocidade igual ou inferior a 10 km/h. Cabe ao engenheiro responsável pelo projeto investigar e certificar-se que os efeitos de amplificação dinâmica são tomados adequadamente em consideração no projeto de uma ponte.

### 4.6.3 FORÇA DE FRENAGEM

A força de frenagem derivada da travagem dos veículos é considerada na SATCC, tal como na maioria dos regulamentos, como uma força longitudinal e horizontal aplicada na plataforma de rodagem e bermas. Todavia, apenas se aplica a uma via fictícia.

A intensidade da força de frenagem a considerar corresponde à máxima força que resulta do modelo NA e do modelo NB, e é expressa da seguinte forma:

- i. Modelo NA:

$$F_{NA} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times L + 100 \\ 400 \end{array} \right. (kN) \quad (4.7)$$

- ii. Modelo NB:

$$F_{NB} = 20\% \times Q_{NB} (kN), \quad (4.8)$$

Sendo  $Q_{NB}$  a intensidade da carga total do veículo considerado para o modelo NB em kN e  $L$  o vão do tabuleiro.

Admitindo que a máxima velocidade que veículo NC circula não excede 10 km/h, quando atravessa uma ponte, é plausível considerar que os efeitos causados pela travagem deste veículo não excederá os efeitos provocados pela passagem do veículo NB.

### 4.6.4 SOBRECARGA NOS PASSEIOS

A SATCC define uma carga uniformemente distribuída ( $q$ ) a ser considerada nos passeios de pontes rodoviárias que depende do vão da ponte.

- i. Para vãos iguais ou inferiores a 25 metros a sobrecarga a considerar toma a intensidade de 5,0 kN/m<sup>2</sup>.
- ii. Para vãos superiores a 25 metros, a sobrecarga no passeio é definida da seguinte forma:

$$q = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{\sqrt{L}} \\ 1,5 \end{array} \right. (kN/m^2). \quad (4.9)$$

Contudo, no caso de o passeio ser suportado pelo mesmo elemento estrutural que duas faixas de tráfego, é exequível reduzir 50% a sobrecarga no passeio.

## 4.7 CANADIAN HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE – CAN/CSA-S6-06 (REGULAMENTO CANADIANO)

### 4.7.1 MODELO DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA

A *Canadian Standards Association* (CSA) é a organização canadiana que promove a elaboração de regulamentos, protocolos e especificações usadas no projeto de inúmeras áreas, incluindo a área da engenharia civil. Para o projeto de pontes rodoviárias, a CSA elaborou o código *Canadian Highway Bridge Design Code* que estabelece o fio condutor para o dimensionamento de pontes rodoviárias.

De acordo com o regulamento canadiano CAN/CSA-S6-06, as pontes rodoviárias devem ser dimensionadas com base num modelo de carga designado por CL-W. Contudo, tal como em vários regulamentos já abordados, está previsto que se proceda a uma divisão da plataforma em diversas vias fictícias.

#### 4.7.1.1 DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE VIAS

O número de vias fictícias  $n$  é determinado por intermédio do Quadro 4.16. Cada via deve ter uma largura  $W_{vf} = W_c/n$ , em que  $W_{vf}$  é a largura da via fictícia e  $W_c$  é a largura da faixa de rodagem incluindo as bermas.

Quadro 4.16 - Número de vias fictícias ( $n$ ) (CAN/CSA-S6-06).

| Largura da plataforma de rodagem $W_c$ | Nº de vias fictícias $n$              |
|--|---------------------------------------|
| $W_c \leq 6,0$ m                       | 1                                     |
| $6 < W_c \leq 10,0$ m                  | 2                                     |
| $10 < W_c \leq 13,5$ m                 | 2 ou 3 (verificar ambas as situações) |
| $13,5 < W_c \leq 17,0$ m               | 4                                     |
| $17,0 < W_c \leq 20,5$ m               | 5                                     |
| $20,5 < W_c \leq 24$ m                 | 6                                     |
| $24 < W_c \leq 27,5$ m                 | 7                                     |
| $W_c \geq 27,5$ m                      | 8                                     |

#### 4.7.1.2 MODELO CL-W

O modelo CL-W é constituído por um camião tipo ou uma carga de via, devendo-se considerar apenas o submodelo que causar os efeitos mais desfavoráveis.



O submodelo CL-W Camião, em que “W” indica o peso bruto, em kN, do camião tipo, pretende representar os efeitos provocados pela passagem de um veículo pesado num cenário de tráfego fluído, através de um conjunto de cinco cargas concentradas em eixos. Porém, os eixos do veículo que contribuam para uma redução dos efeitos da carga na estrutura não devem ser considerados. A Figura 4.15 ostenta a geometria do modelo CL-W Camião.

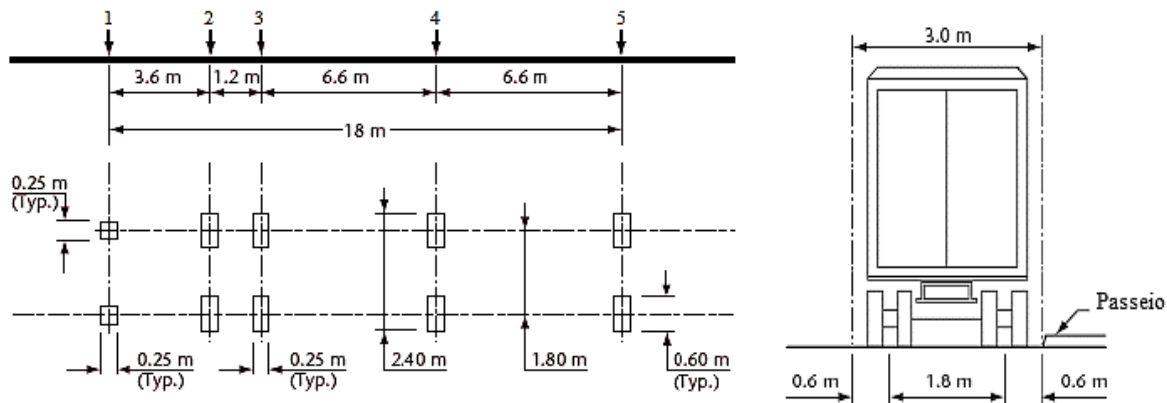


Figura 4.15 – Geometria do modelo CL-W Camião segundo a norma Canadiana.

A intensidade das cargas concentradas em cada eixo é definida em função de “W”. Por conseguinte, o regulamento canadiano recomenda a utilização de um peso bruto “W” de 625 kN, valor utilizado para a calibração do modelo, correspondente a veículos utilizados em transporte interprovincial no Canadá (Alves, 2012). No Quadro 4.17 apresentam-se as intensidades das cargas concentradas por eixo do veículo.

Quadro 4.17 - Intensidade das cargas concentradas do submodelo CL-W Camião.

| Eixo do camião | Carga em função de W | Carga (kN) |
|----------------|----------------------|------------|
| 1              | 0,08W                | 50         |
| 2              | 0,2W                 | 125        |
| 3              | 0,2W                 | 125        |
| 4              | 0,28W                | 175        |
| 5              | 0,24W                | 150        |
| $\Sigma =$     | W                    | 625        |

O segundo submodelo, designado Carga de Via, definido no regulamento canadiano, consiste numa carga com distribuição uniforme no sentido longitudinal de valor 9 kN/m, sobreposta com um veículo tipo com as dimensões do submodelo CL-W Camião, com as suas cargas concentradas nos eixos reduzidas a 80% relativamente aos valores aplicados nesse submodelo. Este submodelo pretende representar os efeitos causados num cenário de tráfego lento ou congestionado. Apresenta-se na Figura 4.16 a composição do submodelo Carga de Via.

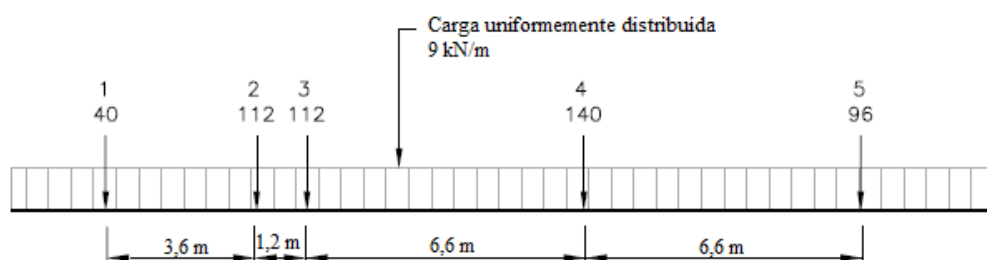


Figura 4.16 – Composição do submodelo Carga de Via.

#### 4.7.2 MÚLTIPLA PRESENÇA

Dado que a presença simultânea de veículos pesados em três vias adjacentes é improvável de ocorrer, o regulamento canadiano estabelece fatores de redução que ajusta o fenômeno da múltipla presença. Portanto, em tabuleiros com mais do que uma via fictícia são definidos fatores de redução que dependem do número de vias fictícias carregadas, tal como explicitado no Quadro 4.18.

Quadro 4.18 - Fator de redução de acordo com a norma canadiana.

| Nº de vias fictícias carregadas | Fator de redução |
|---------------------------------|------------------|
| 1                               | 1,0              |
| 2                               | 0,9              |
| 3                               | 0,8              |
| 4                               | 0,7              |
| 5                               | 0,6              |
| ≥ 6                             | 0,55             |

Salienta-se que as cargas devem ser aplicadas a todas as vias e acompanhadas da aplicação do fator de redução que tem em conta a múltipla presença de veículos.

#### 4.7.3 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

No que se refere aos efeitos de amplificação dinâmica, as cargas referentes ao submodelo camião CL-W deverão ser multiplicadas por um coeficiente de amplificação dinâmica, cujo valor depende da quantidade de eixos considerados, tal como o Quadro 4.19 patenteia.

Quadro 4.19 - Valor do coeficiente de amplificação dinâmica de acordo com a norma Canadiana.

| <b>Eixos do veículo considerados</b>       | <b>Coeficiente dinâmico</b> |
|--|-----------------------------|
| Eixo único                                 | 1,4                         |
| Eixo duplo                                 | 1,3                         |
| Eixos 1, 2 e 3                             | 1,2                         |
| Eixo triplo (exceto a combinação 1, 2 e 3) | 1,25                        |
| Mais do que três eixos                     | 1,25                        |

#### 4.7.4 FORÇA DE FRENAGEM

Tal como a maioria dos regulamentos abordados no presente trabalho, o regulamento canadiano considera a força de frenagem como uma força longitudinal e horizontal aplicada na superfície do tabuleiro. Por conseguinte, a força de frenagem é expressa por uma força estática equivalente com intensidade igual a 180 kN mais 10% da carga uniformemente distribuída aplicada na primeira via fictícia, estabelecida para o segundo submodelo, e não deve ser superior a 700 kN.

#### 4.7.5 SOBRECARGA NOS PASSEIOS

Para os passeios das pontes rodoviárias, a sobrecarga aplicada,  $p$ , é expressa pela seguinte expressão:

$$1,6 \leq p = 5,0 - s/30 \leq 4,0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (4.10)$$

Sendo  $s$  o vão da ponte em metros.

## 4.8 NATIONAL CODES & STANDARDS OF RUSSIA – BRIDGES AND CULVERTS – SNIP 2.05.03-84 (REGULAMENTO RUSSO)

### 4.8.1 MODELO DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA

O regulamento russo SNiP 2.05.03.84, publicado em 1984, alterado em 1991 e reeditado em 1996, define dois modelos de sobrecarga rodoviária, designadamente o modelo AK e o modelo HK-80, para o projeto de pontes rodoviárias.

#### 4.8.1.1 MODELO AK

O modelo AK consiste num veículo de dois eixos de duas rodas cada (*Bogie*), juntamente com uma carga uniformemente distribuída. A intensidade de cada eixo ( $P$ ) toma o valor de  $P = 9,81 \times K$  (kN) enquanto a carga uniformemente distribuída é igual a  $q = 0,98 \times K$  (kN/m). No caso de pontes rodoviárias,  $K$  é igual a 11. Por conseguinte, a carga por eixo do veículo é igual a  $P = 107,91$  kN e a intensidade da carga uniformemente distribuída toma o valor de  $q = 10,78$  kN/m. A Figura 4.17 ilustra a geometria do veículo previsto no modelo AK.

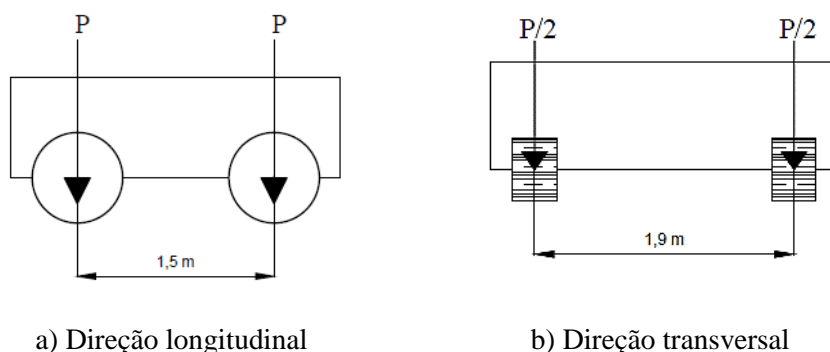


Figura 4.17 - Geometria e intensidade das cargas do veículo definido no modelo AK do regulamento russo.

Para a aplicação das cargas do modelo AK para o dimensionamento de pontes rodoviárias, o regulamento russo estabelece as seguintes regras:

- i. O número de vias carregadas não deve ser superior ao número de vias de tráfego;
- ii. As vias de carregamento a considerar devem ser as que produzem os efeitos mais gravosos na estrutura, considerando sobrecarga nos passeios;
- iii. No caso de apenas duas vias carregadas, não se considera sobrecarga em passeios;
- iv. A distância entre eixos de vias adjacentes deve ser superior a 3,0 metros;

## 4.8.1.2 MODELO HK-80

O segundo modelo do regulamento russo, designado HK-80, pretende simular os efeitos causados pela passagem de um veículo pesado na ponte. Este modelo é composto por um veículo de 4 eixos de duas rodas cada, sendo a intensidade da carga por eixo ( $P'$ ) expressa em função da constante  $K$  e igual a  $P' = 18 \times K$  (kN) (para  $K=11$ ,  $P'=198$  kN). A Figura 4.18 ostenta a configuração do veículo definido no modelo HK-80.

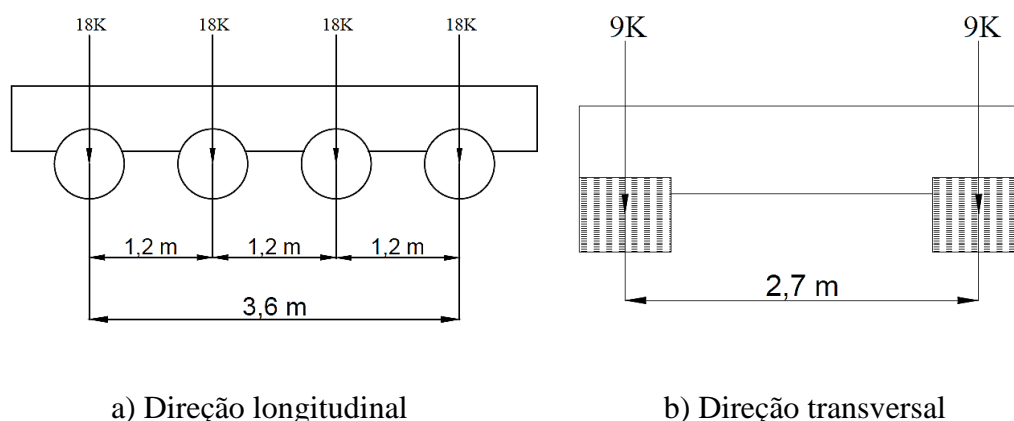


Figura 4.18 – Geometria e intensidade das cargas do veículo previsto no modelo HK-80 do regulamento russo.

O veículo é disposto no sentido do tráfego e em qualquer posição da faixa de rodagem. Porém, quando se aplica este modelo no dimensionamento de pontes, não se considera a sobrecarga em passeios em combinação com o modelo HK-80.

## 4.8.2 MÚLTIPLA PRESENÇA

Para o modelo AK, no caso de se considerar mais do que uma via carregada, deve-se aplicar o veículo *Bogie* e a sobrecarga uniformemente distribuída afetadas de um fator de redução que tem em conta a múltipla presença de veículos na plataforma de rodagem. Deste modo, para o veículo *Bogie* aplicado em outras vias carregadas (além da via carregada número 1) a intensidade das cargas são multiplicadas por  $s_1=1,0$ ; a sobrecarga uniformemente distribuída é reduzida de  $s_1=0,60$ .

## 4.8.3 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

O coeficiente de amplificação dinâmica ( $\mu$ ), definido no regulamento russo e derivado da circulação de veículos nas pontes rodoviárias, não deve ser inferior à unidade, sendo expresso da seguinte forma:

- i. Modelo AK:

$$\mu = 1 + \frac{45 - L}{135} \quad (4.11)$$

Sendo  $L$  o vão da ponte.

Importa salientar que este coeficiente apenas se aplica à intensidade das cargas do veículo *Bogie*;

- ii. Modelo HK-80:  $\begin{cases} \text{Se } L \leq 1,0 \text{ m: } \mu = 1,30 \\ \text{Se } L \geq 5,0 \text{ m: } \mu = 1,10 \end{cases}$ ; Para valores intermédios de  $L$  é exequível recorrer-se à interpolação;
- iii. Sobrecarga em Passeios:  $\mu = 1,00$

#### 4.8.4 FORÇA DE FRENAGEM

O regulamento russo define o valor característico da força horizontal e longitudinal resultante da frenagem dos veículos, como uma percentagem da intensidade da carga uniformemente distribuída do modelo AK. O valor da força de frenagem é dado pela seguinte expressão:

$$7,8K \text{ (kN)} \leq F_h = 0,5 \times q \text{ (kN)} \leq 24,5K \text{ (kN)} \quad (4.12)$$

#### 4.8.5 SOBRECARGA NOS PASSEIOS

A sobrecarga em passeios deve ser representada como uma carga de distribuição uniforme ( $p$ ), com intensidade em função do vão, expressa pela seguinte fórmula:

$$p = 3,92 - 0,0196 \times L \geq 1,96 \text{ kN/m}^2 \quad (4.13)$$

Sendo  $L$  o vão do tabuleiro em metros.

## 4.9 STANDARD SPECIFICATIONS AND CODE OF PRACTICE FOR ROAD BRIDGES – IRC:6-2010 (REGULAMENTO INDIANO)

### 4.9.1 MODELO DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA

O *Indian Road Congress* (IRC) é a entidade responsável pelas vias de comunicação na Índia, fundada em dezembro de 1934. Em 2004 foi homologado o *Standard Specifications and Code of Practice for Road Bridges*, por parte do IRC e aprovado pelo *Bridges Specifications and Standards Committee*, que estabelece o procedimento para o dimensionamento de pontes rodoviárias.

O regulamento indiano define quatro classes de pontes, a saber:

- i. IRC Classe 70R: inclui todas as pontes e *culverts*. Para as pontes dimensionadas para a classe 70R, deve-se proceder à verificação da segurança para o modelo proposto para a classe A;
- ii. IRC Classe AA: Esta classe é adotada para áreas industriais, outras áreas especificadas e para algumas autoestradas. As pontes projetadas para a Classe AA devem ser verificadas para o modelo definido na Classe A;
- iii. IRC Classe A: inclui todas as pontes e *culverts*;
- iv. IRC Classe B: aplicada para pontes em madeira.

No presente trabalho apenas se irá abordar a classe 70R e a classe A, pois são as classes de ponte mais condicionantes no regulamento indiano.

Tal como em várias normas já citadas, é necessário proceder-se à divisão da plataforma de rodagem em vias fictícias precedentemente à aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária.

#### 4.9.1.1 DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE VIAS

O regulamento indiano prevê a divisão da plataforma de rodagem em vias fictícias em função da largura da faixa de rodagem e bermas (CW). O número de vias fictícias assim como a sua largura são determinados de acordo com o Quadro 4.20.

Quadro 4.20 - Determinação do número e largura de vias fictícias segundo o regulamento indiano.

| Largura da plataforma de rodagem (CW) | Número de vias fictícias - $n$ | Largura da via fictícia ( $W_{vf}$ ) |
|---------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------------|
| $< 5,3$ m                             | 1                              | $CW / 1$                             |
| $5,3 \geq CW < 9,6$ m                 | 2                              | $CW / 2$                             |
| $9,6 \geq CW < 13,1$ m                | 3                              | $CW / 3$                             |
| $13,1 \geq CW < 16,6$ m               | 4                              | $CW / 4$                             |
| $16,6 \geq CW < 20,1$ m               | 5                              | $CW / 5$                             |
| $20,1 \geq CW < 23,6$ m               | 6                              | $CW / 6$                             |

#### 4.9.1.2 CLASSE 70 R

O modelo de carga definido para pontes dimensionadas para a classe 70R, consiste num veículo de rastros (*tracked vehicle*) (Figura 4.19) de peso bruto carga total igual a 700 kN ou num veículo com rodas (*wheeled vehicle*) (Figura 4.20) de peso bruto igual a 1000 kN distribuído por 7 eixos.

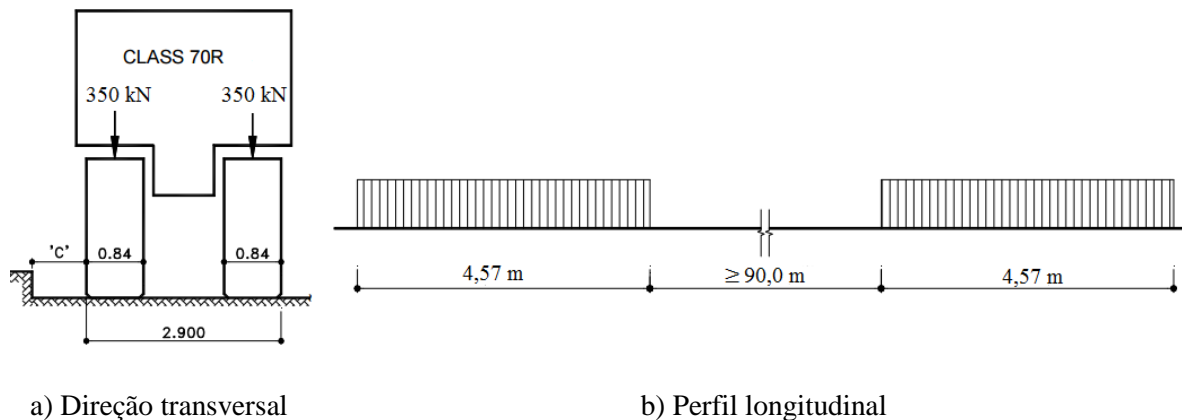
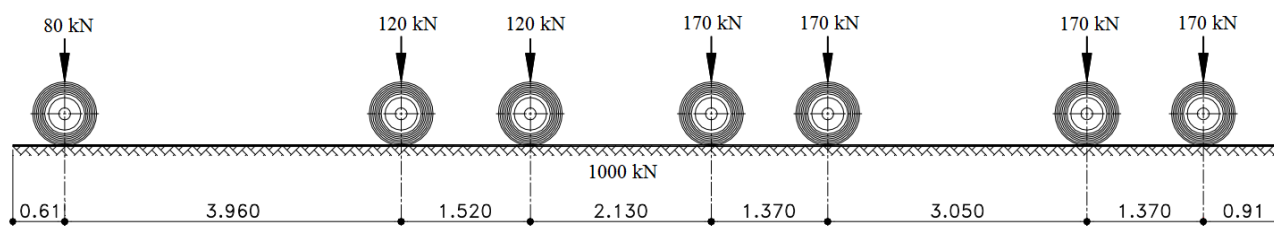
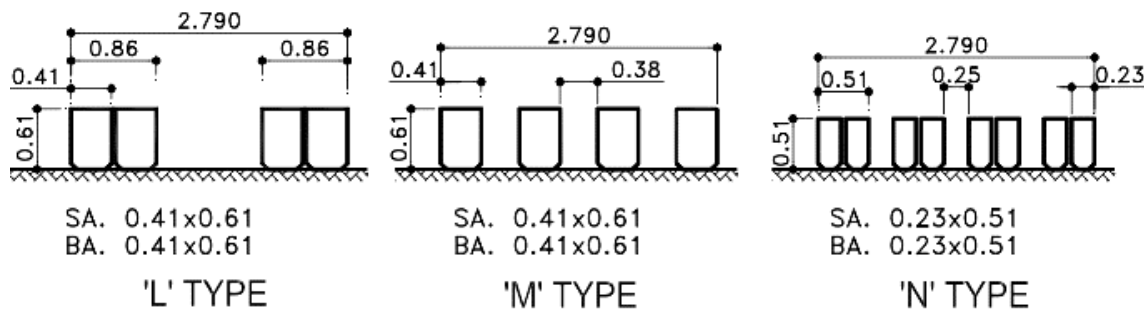


Figura 4.19 – Geometria e intensidade das cargas do veículo de rastros (*Tracked Vehicle*) definido no regulamento indiano.





a) Direção longitudinal



b) Tipos de configuração das rodas na direção transversal.

Figura 4.20 – Dimensões e intensidade das cargas do veículo com rodas (*Wheeled Vehicle*) previsto no regulamento indiano.

Para a aplicação dos modelos da classe 70R, o regulamento indiano estabelece os seguintes critérios:

- i. A distância entre o eixo dianteiro e o eixo traseiro de dois veículos sucessivos deve ser igual ou superior a 90 metros para o veículo de rastros e 30 metros para o veículo com rodas;
- ii. Para pontes com várias vias, o modelo da Classe 70R apenas deve ser considerado em duas vias e nenhum outro modelo deve ser aplicado nessas duas vias;
- iii. O modelo de sobrecarga da classe 70R apenas se aplica para pontes com faixas de rodagem de largura superior a 5,3 metros. A distância mínima entre a roda ou o rastro da extremidade e o lancil (C) é igual a 1,2 metros;
- iv. A distância entre veículos em vias adjacentes deve ser igual a 1,2 metros.

Não obstante, o regulamento indiano ainda prevê mais dois modelos de sobrecarga rodoviária para a classe 70R, que consistem num veículo com 2 eixos de duas rodas (*Bogie*) com um peso de 200 kN em cada eixo (Figura 4.21 a)), e uma carga única de 200 kN (Figura 4.21 b)).

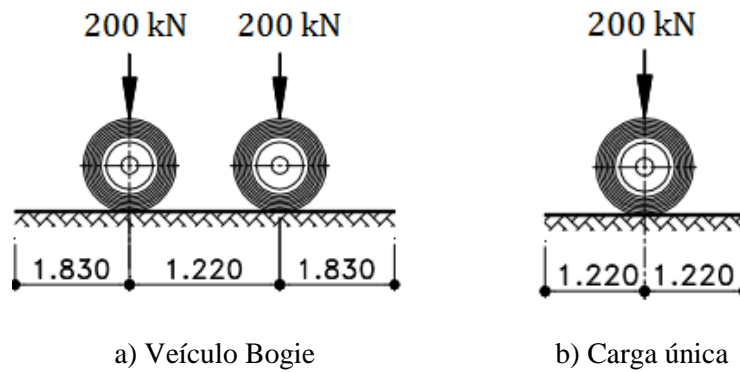


Figura 4.21 – Dimensões e intensidade das cargas por eixo na direção transversal.

#### 4.9.1.3 CLASSE A

Para pontes de classe A, o modelo de carga é definido pela atuação de um veículo tipo de quatro eixos de duas rodas cada (Figura 4.22), em conjunto com reboques de dois eixos, formando um comboio de veículos (Figura 4.23).

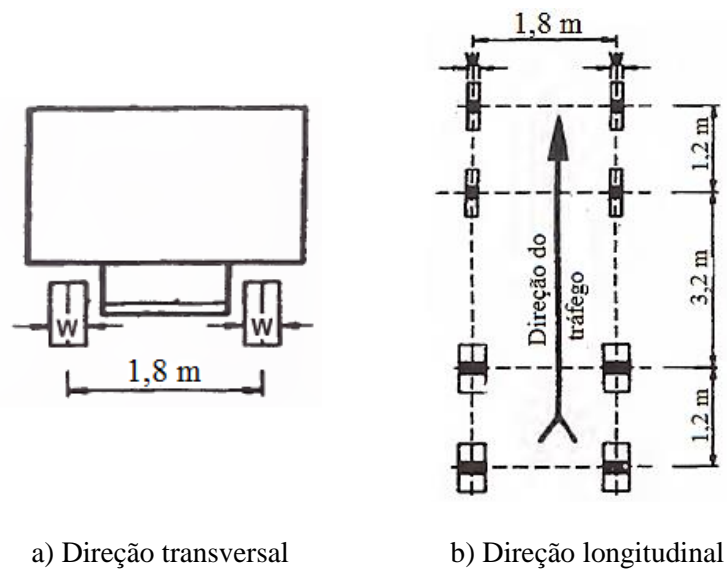


Figura 4.22 – Geometria e intensidade das cargas do veículo tipo definido para pontes da classe A segundo o regulamento indiano.

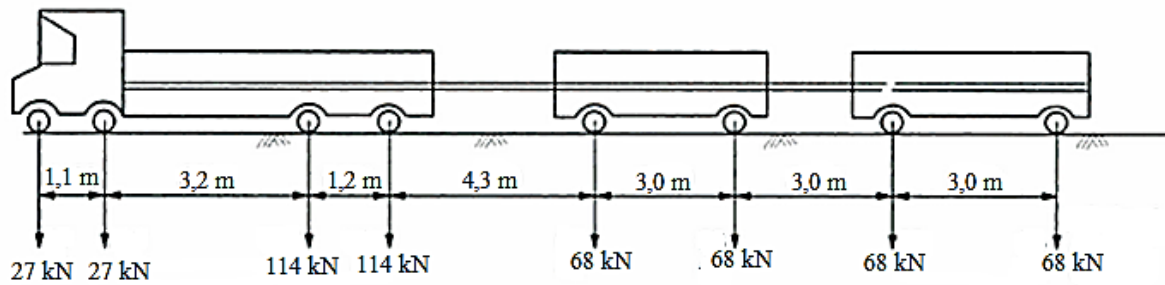


Figura 4.23 – Configuração e intensidade das cargas em cada eixo em perfil longitudinal do comboio de veículos previsto pelo regulamento indiano.

Para a aplicação do modelo de sobrecarga rodoviária definido para a classe A de pontes, o regulamento indiano refere um conjunto de metodologias, nomeadamente:

- A distância entre o eixo dianteiro e o eixo traseiro de dois veículos sucessivos não deve ser inferior a 18,5 metros.
- Para pontes de apenas uma via de tráfego com largura de faixa de rodagem inferior a 5,3 metros, deve ser considerado apenas um veículo da classe A a ocupar 2,3 metros da via. Na largura restante aplica-se uma carga de distribuição uniforme e com intensidade igual a  $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$ .
- A distância mínima entre o eixo do veículo e o lancil,  $f$ , e a distância mínima entre eixos de veículos em vias adjacentes,  $g$ , são apresentadas no Quadro 4.21 em função da largura da faixa de rodagem:

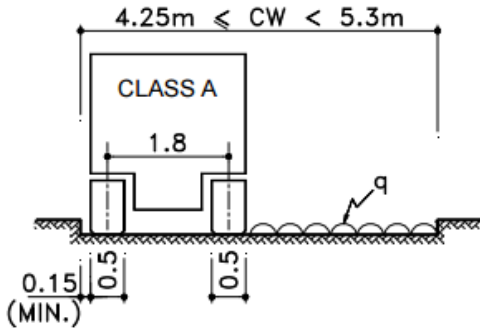
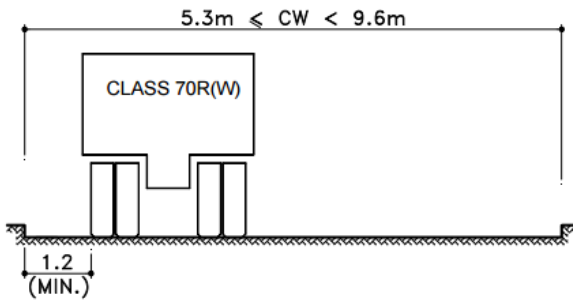
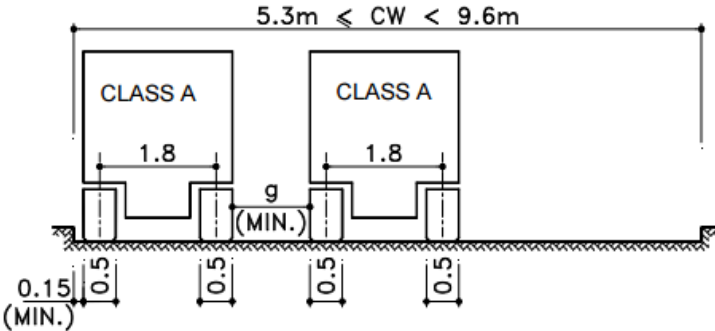
Quadro 4.21 - Valores dos parâmetros  $g$  e  $f$ .

| Largura da faixa de rodagem (CW)                  | $g$                                       | $f$   |
|---|---|---|
| $5,3 \text{ m} \leq \text{CW} \leq 6,1 \text{ m}$ | $0,4 \text{ m} \leq g \leq 1,2 \text{ m}$ | 0,15 m para todas as larguras de faixa de rodagem |
| $> 6,1 \text{ m}$                                 | 1,2 m                                     |   |

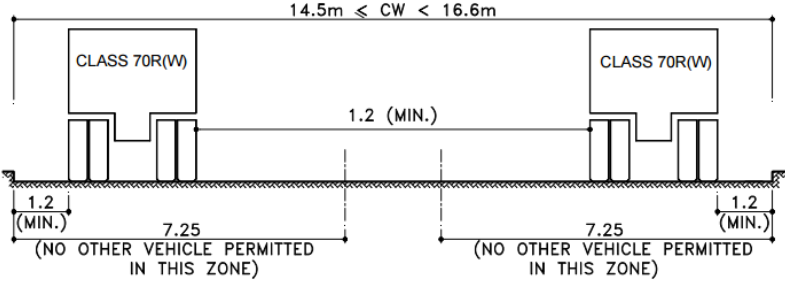
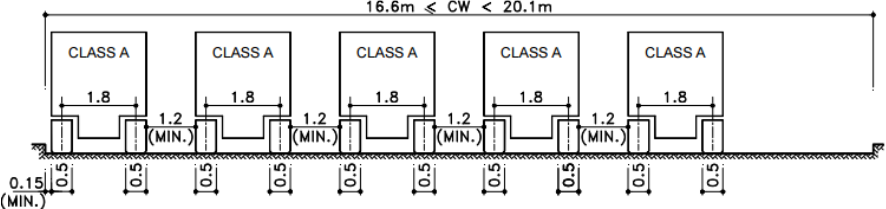
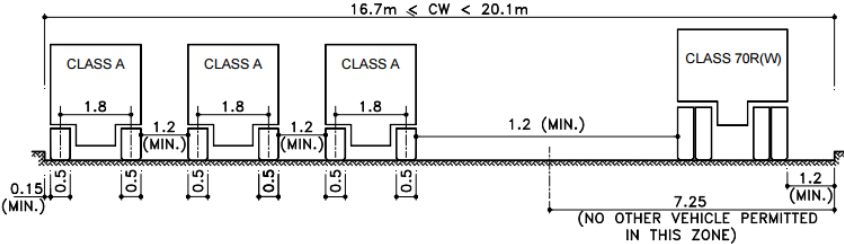
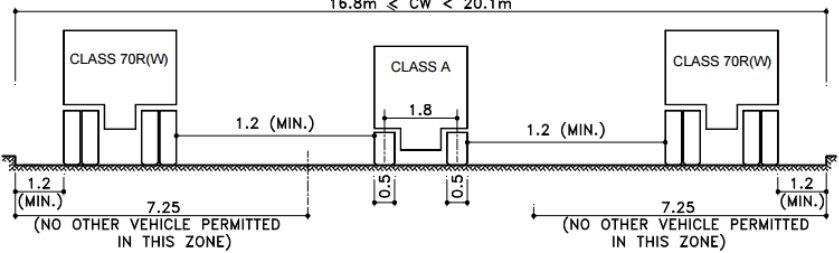
#### 4.9.2 COMBINAÇÃO DOS MODELOS DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA

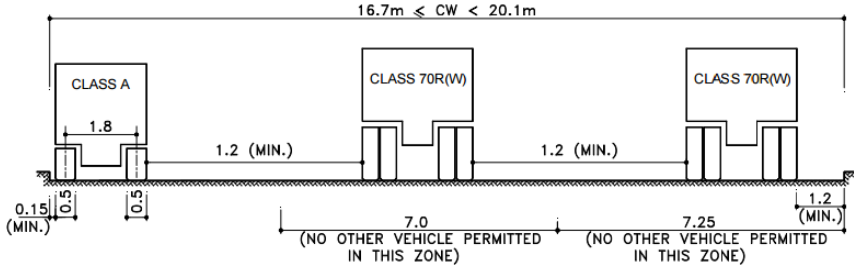
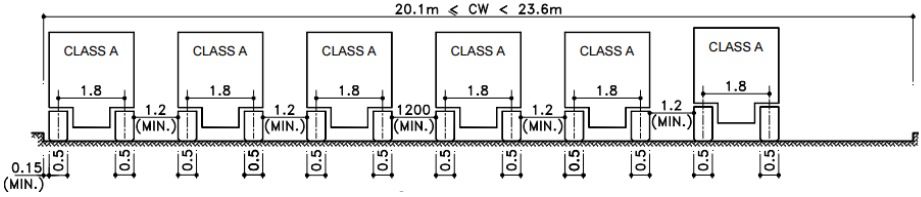
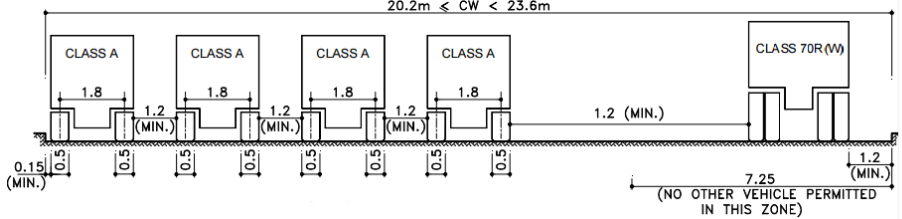
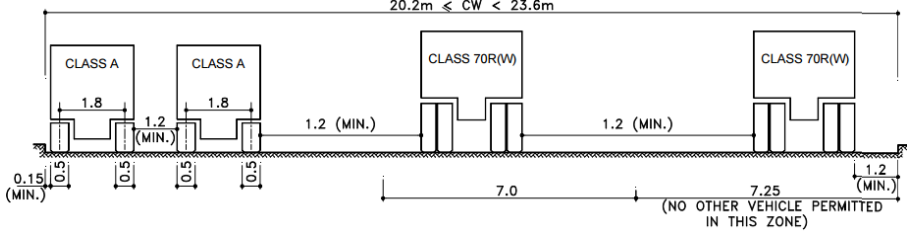
O regulamento indiano estabelece combinações de modelos de sobrecarga rodoviária para a classe 70R e classe A. O Quadro 4.22 apresenta as várias configurações definidas.

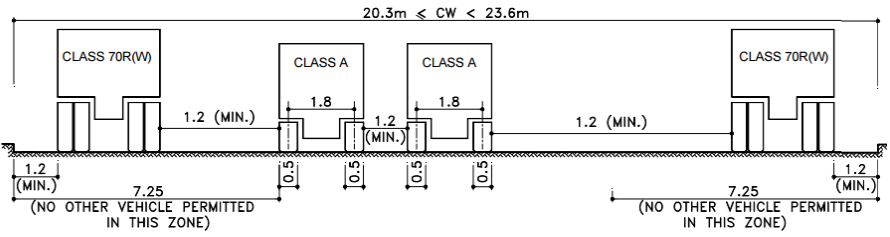
Quadro 4.22 - Combinação dos modelos de sobrecarga rodoviária segundo a norma Indiana.

| Número de vias fictícias | Combinação de modelos  |
|--------------------------|--|
| Uma via fictícia         |  <p>Caso 1: Classe A – uma via</p>     |
| Duas vias fictícias      |  <p>Caso 1: Classe 70R</p>            |
|                          |  <p>Caso 2: Classe A – duas vias</p> |



| Número de vias fictícias               | Combinação de modelos  |
|--|--|
| Quatro vias fictícias<br>(continuação) | <p style="text-align: center;"><math>14.5m \leq CW &lt; 16.6m</math></p>  <p style="text-align: center;">Caso 3: Classe 70R – duas vias</p>                        |
| Cinco vias fictícias                   | <p style="text-align: center;"><math>16.6m \leq CW &lt; 20.1m</math></p>  <p style="text-align: center;">Caso 1: Classe A – cinco vias</p>                        |
|  | <p style="text-align: center;"><math>16.7m \leq CW &lt; 20.1m</math></p>  <p style="text-align: center;">Caso 2: Classe A – três vias + Classe 70R</p>           |
|  | <p style="text-align: center;"><math>16.8m \leq CW &lt; 20.1m</math></p>  <p style="text-align: center;">Caso 3: Classe 70R – duas vias + Classe A – uma via</p> |

| Número de vias fictícias              | Combinação de modelos   |
|---------------------------------------|---|
| Cinco vias fictícias<br>(continuação) | <div><p>Caso 4: Classe A – uma via + Classe 70R – duas vias</p></div>     |
| Seis vias fictícias                   | <div><p>Caso 1: Classe A – seis vias</p></div>                           |
|                                       | <div><p>Caso 2: Classe A – quatro vias + Classe 70R</p></div>           |
|                                       | <div><p>Caso 3: Classe A – três vias + Classe 70R – duas vias</p></div> |

| Número de vias fictícias             | Combinação de modelos  |
|--------------------------------------|--|
| Seis vias fictícias<br>(continuação) |  <p>Caso 4: Classe 70R + Classe A – duas vias + Classe 70R</p> |

### 4.9.3 MÚLTIPLA PRESENÇA

O regulamento indiano estabelece um fator que minora os valores característicos das cargas dos veículos previstos nos modelos de sobrecarga rodoviária, com o intuito de ter em conta a reduzida probabilidade de todas as vias de tráfego serem submetidas à presença simultânea de veículos. Este fator depende do número de vias em que se aplicam as cargas de acordo com o Quadro 4.23.

Quadro 4.23 - Fator de múltipla presença segundo a norma Indiana.

| Número de vias fictícias | Fator de múltipla presença $m$ |
|--------------------------|--------------------------------|
| 2                        | 1                              |
| 3                        | 0,9                            |
| $\geq 4$                 | 0,8                            |

Porém, deve ser assegurado que a redução do efeito longitudinal pela aplicação do fator de múltipla presença não é menos severo comparativamente com o efeito longitudinal resultante da aplicação simultânea de veículos em duas vias adjacentes, em que as cargas possuem o seu valor característico, ou seja, quando a intensidade das cargas dos modelos não são afetadas pelo fator de múltipla presença.



## 4.9.4 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

O efeito das cargas móveis é definido no regulamento indiano e a sua assimilação a cargas estáticas é realizada através da multiplicação das cargas concentradas por um coeficiente de amplificação dinâmica.

O valor do coeficiente é dado em função da classe:

- i. Classe A (pontes em betão pré-esforçado com vão entre 3 metros e 45 metros):

$$\varphi = 1 + \frac{4,5}{6+L} \quad (4.14)$$

Sendo L o vão do tabuleiro;

- ii. Classe 70R:

- a. Para vãos menores que 9 metros:

- i. Veículo com rastros: Para vãos iguais ou inferiores a 5 m:  $\varphi = 1,25$ ; Para vãos iguais ou inferiores a 9 metros e superiores a 5 metros:

$$\varphi = 1,4375 - 0,0375 \times L \quad (4.15)$$

- ii. Veículo com rodas:  $\varphi = 1,25$ ;

- b. Para vãos iguais ou superiores a 9 metros:

- i. Veículo com rastros: Para vãos iguais ou inferiores a 40 metros:  $\varphi = 1,10$ ; Para vãos superiores a 40 metros: de acordo com o ábaco da Figura 4.24;
- ii. Veículo com rodas: Para vãos iguais ou inferiores a 12 metros:  $\varphi = 1,25$ ; Para vãos superiores a 12 metros: de acordo com o ábaco da Figura 4.24.

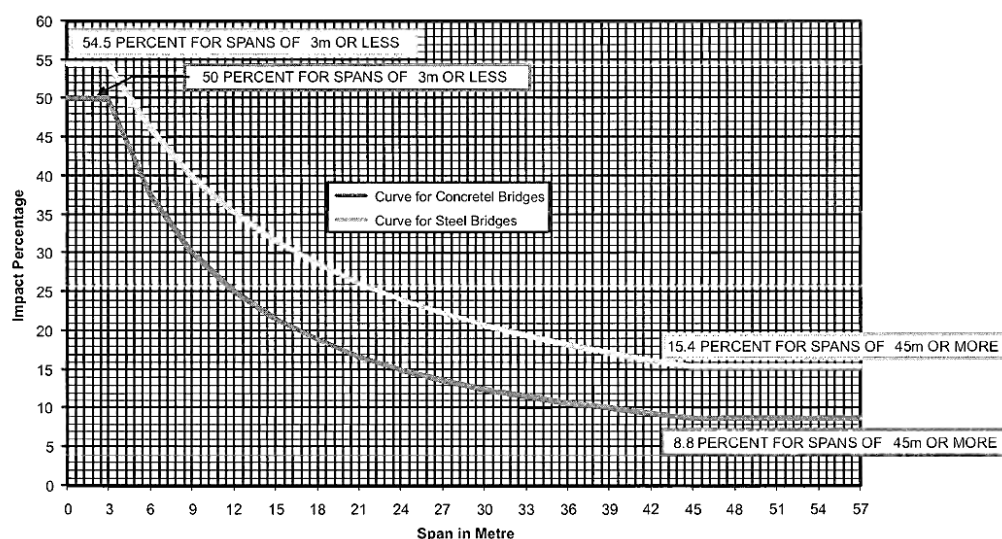


Figura 4.24 – Ábaco para a determinação do coeficiente de amplificação dinâmica para pontes rodoviárias da classe 70R de acordo com os critérios citados no ponto anterior (IRC:6, 2014).

#### 4.9.5 FORÇA DE FRENAGEM

O regulamento indiano prevê forças longitudinais e horizontais aplicadas em toda a largura do tabuleiro, a considerar em todas as pontes rodoviárias, provocadas pela travagem de veículos. Deste modo, a determinação da força de frenagem é definida através dos seguintes critérios:

- i. Pontes rodoviárias com uma ou duas vias fictícias:  $F_f = (20\% \text{ da carga do primeiro comboio de veículos aplicados na primeira via} + 10\% \text{ da carga dos sucessivos comboios de veículos aplicados na primeira via})$ . Quando não é possível aplicar a totalidade do modelo de comboio de veículos, apenas se considera 10% da carga do comboio de veículo que são exequíveis de se aplicar no tabuleiro;
- ii. Pontes rodoviárias com mais do que duas vias fictícias:  $F_f = (20\% \text{ da carga do primeiro comboio de veículos aplicados nas duas primeiras vias} + 10\% \text{ da carga dos sucessivos comboios de veículos aplicados nas duas primeiras vias}) + (5\% \text{ da carga do comboio de veículo aplicados nas restantes vias})$ .

Salienta-se que a força de frenagem não deve ser majorada pelo coeficiente de amplificação dinâmica.

#### 4.9.6 SOBRECARGA NOS PASSEIOS

O regulamento indiano define uma carga uniformemente distribuída a aplicar na superfície dos passeios de pontes rodoviárias de acordo com as seguintes condições:

- i.  $L \leq 7,5 \text{ m: } P = 5 \text{ kN/m}^2$ ;

- ii.  $7,5 \text{ m} < L \leq 30 \text{ m:}$

$$P = P^1 - \left( \frac{40L - 300}{9} \right) \quad (4.16)$$

- iii.  $L > 30 \text{ m:}$

$$P = \left( P^1 - 260 + \frac{4800}{L} \right) \left( \frac{16,5 - W}{15} \right) \quad (4.17)$$

Onde:  $P^1 = 500 \text{ kg/m}^2$  (pontes rodoviárias localizadas na proximidade de cidades ou de centros de peregrinação ou de grandes feiras);  $P$  = carga uniformemente distribuída a aplicar nos passeios em  $\text{kg/m}^2$ ;  $L$  = vão das vigas principais que suportam os passeios (m);  $W$  = largura do passeio (m).

## 4.10 STRUCTURES DESIGN MANUAL FOR HIGHWAYS AND RAILWAYS - 2013 EDITION (MANUAL TÉCNICO DE DIMENSIONAMENTO DE HONG KONG)

### 4.10.1 MODELO DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA

O *Structures Design Manual for Highways and Railways*, publicado pelo Departamento de Estradas de Hong Kong, fornece o fio condutor para a conceção de estruturas ferroviárias e rodoviárias em Hong Kong. A última edição do Manual Técnico de Dimensionamento de Hong Kong (doravante usar-se-á a designação de Manual de Hong Kong) data ao ano de 2013 e baseia-se na metodologia proposta pelo Anexo Nacional do Reino Unido do Eurocódigo 1 Parte 2.

Deste modo, o Manual de Hong Kong também define quatro modelos de sobrecarga rodoviária de aplicação independente para o estado limite último de resistência. Igualmente ao Eurocódigo 1, é necessário dividir o tabuleiro em vias fictícias.

#### 4.10.1.1 DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE VIAS

A divisão da plataforma de rodagem em vias fictícias é realizada consoante a largura entre lancis ( $w$ ), de acordo com o Quadro 4.24.

Quadro 4.24 - Número e largura das vias fictícias (EN 1991-2).

| Largura da área carregada - $w$ (m) | Número de vias ( $n$ )        | Largura das vias - $w_n$ (m) | Largura da área excedente - $w_e$ (m) |
|-------------------------------------|-------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|
| $w < 5,4$                           | $n = 1$                       | 3,0                          | $w - 3,0$                             |
| $5,4 \leq w < 6,0$                  | $n = 2$                       | $\frac{w}{2}$                | 0                                     |
| $w \geq 6,0$                        | $n = \text{int}(\frac{w}{3})$ | 3,0                          | $w - 3n$                              |

#### 4.10.1.2 MODELO DE CARGA 1 (LM1)

O modelo LM1 consiste na aplicação de uma carga uniformemente distribuída na área de cada via (subsistema UDL) e de um veículo de dois eixos colocado no centro de cada via fictícia (subsistema TS).

A carga do subsistema UDL em kN/m<sup>2</sup> é dada pela seguinte expressão:

$$\alpha_q \cdot q_k \quad (4.18)$$

A carga por eixo do subsistema TS em kN é dada pela expressão seguinte:

$$\alpha_Q \cdot Q_k \quad (4.19)$$

Os valores dos fatores de correção ( $\alpha_{qi}$  e  $\alpha_Q$ ) variam de país para país, estando definidos nos respectivos Anexos Nacionais. Todavia o Regulamento de Hong Kong apresenta diferentes valores de fatores de correção (Quadro 4.25) comparativamente ao Anexo Nacional do Reino Unido.

Quadro 4.25 – Fatores de correção  $\alpha_q$  e  $\alpha_Q$  para o modelo LM1 segundo o Manual de Hong Kong.

| Número da via <i>i</i> | Subsistema UDL       | Subsistema TS        |
|------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | $\alpha_{qi}$        | $\alpha_{Qi}$        |
| Via 1                  | $\alpha_{q1} = 0,53$ | $\alpha_{Q1} = 1,20$ |
| Via 2                  | $\alpha_{q2} = 1,91$ | $\alpha_{Q2} = 1,00$ |
| Via 3                  | $\alpha_{q3} = 1,91$ | $\alpha_{Q3} = 1,00$ |
| Outras vias            | $\alpha_{qn} = 1,91$ | -                    |
| Área excedente         | $\alpha_{qr} = 1,91$ | -                    |

No entanto, para pontes com vão inferior a 60 metros e quando o número de vias fictícias é maior ou igual a 6, o valor dos fatores de correção deve ser modificado de acordo com o Quadro 4.26.

Quadro 4.26 – Fatores de correção  $\alpha_q$  e  $\alpha_Q$  modificados para o modelo LM1 de acordo com o Manual de Hong Kong.

| Número da via <i>i</i> | Subsistema UDL       | Subsistema TS        |
|------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | $\alpha_{qi}$        | $\alpha_{Qi}$        |
| Via 1                  | $\alpha_{q1} = 0,64$ | $\alpha_{Q1} = 1,44$ |
| Via 2                  | $\alpha_{q2} = 2,30$ | $\alpha_{Q2} = 1,20$ |
| Via 3                  | $\alpha_{q3} = 2,30$ | $\alpha_{Q3} = 1,20$ |
| Outras vias            | $\alpha_{qn} = 2,30$ | -                    |
| Área excedente         | $\alpha_{qr} = 2,30$ | -                    |

Os valores característicos que cada carregamento pode assumir ( $q_{ik}$  e  $Q_{ik}$ ), incluindo os efeitos de amplificação dinâmica, são apresentados no Quadro 4.27.

Quadro 4.27 - Valores característicos dos subsistemas UDL e TS proposto pelo EC1, incluindo os efeitos de amplificação dinâmica.

| Número da via $i$ | Subsistema UDL                | Subsistema TS                |
|-------------------|-------------------------------|------------------------------|
|                   | $q_{ik}$ (kN/m <sup>2</sup> ) | Carga por eixo $Q_{ik}$ (kN) |
| Via 1             | 9.00                          | 300.00                       |
| Via 2             | 2.50                          | 200.00                       |
| Via 3             | 2.50                          | 100.00                       |
| Outras vias       | 2.50                          | 0.00                         |
| Área excedente    | 2.50                          | 0.00                         |

Importa salientar que, no caso de duas vias adjacentes, os veículos devem-se encontrar afastados no mínimo 50 cm do eixo de cada roda dos veículos em causa

#### 4.10.1.3 MODELO DE CARGA 2 (LOAD MODEL 2)

O modelo de sobrecarga LM2 é constituído por um veículo de um único eixo de duas rodas afastadas de 2,0 metros, aplicado em qualquer zona das faixas de rodagem e bermas. A carga de cada roda é de 200 kN e também deverá ser afetada por um fator de correção  $\beta_Q$ , que toma o valor de 0,9.

#### 4.10.1.4 MODELO DE CARGA 3 (LOAD MODEL 3)

O modelo de sobrecarga LM3 consiste num veículo especial que circula apenas em condições de tráfego controlados pelas autoridades. O Manual de Hong Kong refere que o veículo especial a considerar deverá ser o veículo definido pelo Anexo Nacional do Reino Unido designado por SV196. A Figura 4.25 ilustra a geometria do veículo SV196 e intensidade da carga de cada eixo.

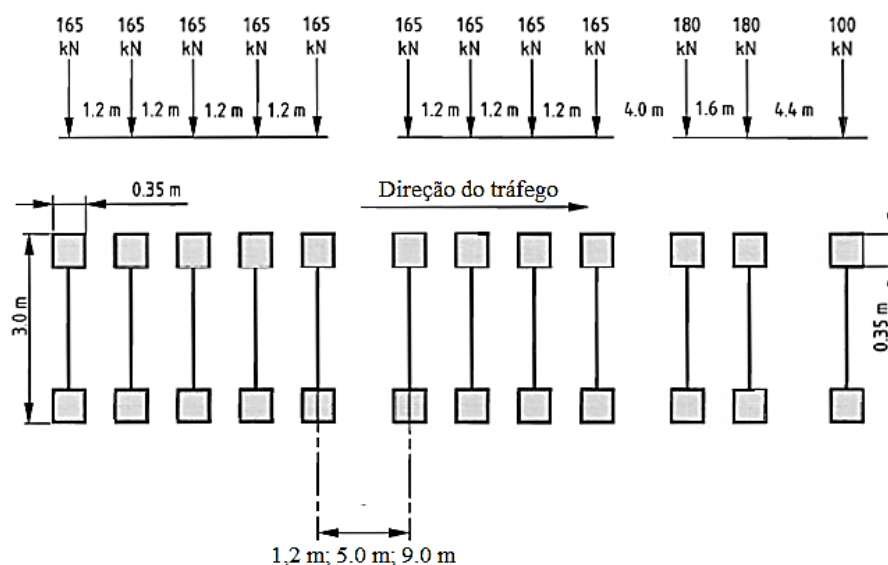


Figura 4.25 – Veículo especial SV196 definido no Anexo Nacional do Reino Unido.

O Anexo Nacional do Reino Unido refere que o veículo SV196 deverá ser combinado com o modelo LM1. Este veículo deverá ser aplicado na posição que causar os efeitos mais gravosos transversalmente ou longitudinalmente. Porém, só se aplica caso o Dono de Obra assim o entender.

No caso de pontes com vão inferior a 15 metros situadas em estradas rurais, este modelo pode ser desprezado.

#### 4.10.1.5 MODELO DE SOBRECARGA 4 (LOAD MODEL 4)

O último modelo de sobrecarga rodoviária denominado LM4 pretende representar os efeitos causados pela passagem de uma multidão na ponte e consiste numa carga uniformemente distribuída em toda a plataforma de rodagem e bermas, com intensidade de  $5,0 \text{ kN/m}^2$ .

#### 4.10.2 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

Os efeitos de amplificação dinâmica já se encontram implícitos nos valores característicos das cargas dos modelos de sobrecarga rodoviária, exceto para o veículo do modelo LM3.

O Anexo Nacional do Reino Unido define fatores de amplificação dinâmica (DAF) consoante o eixo do veículo, tal como explicitado no Quadro 4.28.

Quadro 4.28 – Fator de amplificação dinâmica (DAF) a aplicar ao veículo SV196 segundo o Anexo Nacional do Reino Unido.

| Carga por eixo | DAF  |
|----------------|------|
| 100 kN         | 1,20 |
| 130 kN         | 1,16 |
| 165 kN         | 1,12 |
| 180 kN         | 1,10 |
| 225 kN         | 1,07 |

#### 4.10.3 FORÇA DE FRENAGEM

Tal como a norma Europeia, o Manual de Hong Kong define a força de frenagem como uma força longitudinal e horizontal, aplicada na plataforma de rodagem, resultante das cargas verticais do modelo LM1 aplicadas na via fictícia 1, de acordo com a seguinte expressão.

$$180\alpha_{q1}(kN) \leq Q_{1k} = 0,6\alpha_{q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900 (kN) \quad (4.20)$$

Sendo:

$L$  – Vão do tabuleiro (m);

$2Q_{1k}$  - Peso de dois eixos do modelo de carga 1 aplicados na via nº 1 (kN);

$q_{1k}$  - Densidade da carga uniformemente distribuída na via fictícia nº 1 (kN/m<sup>2</sup>);

$w_1$  - Largura da via fictícia nº1 (m);

$\alpha_{q1}$  - Fator de correção (Quadro 4.25 ou Quadro 4.26).

#### 4.10.4 SOBRECARGA NOS PASSEIOS

Quando a probabilidade de se verificar uma grande concentração de pessoas nas pontes é elevada, deve-se utilizar nos passeios uma carga uniformemente distribuída de intensidade  $q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ . Para outros casos, a carga uniformemente distribuída é determinada através da seguinte expressão.

$$2,5 \text{ kN/m}^2 \leq q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L + 10} \text{ kN/m}^2 \leq 5,0 \text{ kN/m}^2 \quad (4.21)$$

Sendo  $L$  o vão do tabuleiro da ponte (m).

## **4.11 CODIGO COLOMBIANO DE DISEÑO DE PUENTES – NCP-2014 (NORMA COLOMBIANA)**

### **4.11.1 MODELO DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA**

Na Colômbia utilizava-se a norma Norte-Americana AASHTO *Standard Specifications for Highways Bridges*, até ao ano 1994, quando o Governo Nacional incumbiu a *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica* (AIS) de criar um documento nacional que servisse de regulamentação para o dimensionamento de pontes. Em 1995, o *Instituto Nacional de Vías* (INVÍAS) e o *Ministerio del Transporte* em conjunto com a AIS publicam o *Codigo Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCP 95*, baseado nas especificações da norma AASHTO de 1992. Em 2014, a INVÍAS e a AIS atualizaram a norma colombiana, passando a designar-se *Norma Colombiana de Diseño de Puentes NCP-2014*, que se baseia na especificação da norma AASHTO *LFRD Bridge Design Specifications, 6<sup>th</sup> edition* (2012), fundamentada na filosofia LRFD.

A norma colombiana define um modelo de sobrecarga rodoviária, denominado CCP-14, muito semelhante à norma norte-americana. Os modelos de sobrecargas a considerar correspondem à combinação que causar os efeitos mais desfavoráveis de entre os dois seguintes:

- i. Submodelo 1: Veículo HS20-44 e sobrecarga uniforme (carga de carril) ( $q_u$ );
- ii. Submodelo 2: Veículo H20-44 e sobrecarga uniforme (carga de carril) ( $q_u$ ).

Numa análise transversal, os veículos devem ser dispostos a uma distância mínima de 30 cm do lancil ou, no mínimo, a 60 cm da via fictícia adjacente.

A norma colombiana, assim como a norma norte-americana, também prevê a divisão da plataforma de rodagem em vias fictícias.

#### **4.11.1.1 DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE VIAS**

A norma colombiana define três critérios para a divisão da plataforma de rodagem em vias fictícias. O Quadro 4.29 apresenta os critérios a considerar nessa divisão.



Quadro 4.29 – Critérios de definição do número e largura das vias fictícias segundo a norma colombiana.

| Largura entre lancis - $w$ , ou largura das vias de tráfego - $w_{vt}$ | Número de vias - $n$                   | Largura da via fictícia - $w_f$ (m)    |
|--|--|--|
| $w_{vt} < 3,60$ m  | $n = \text{número de vias de tráfego}$ | $w_{vt}$                               |
| $6,00 \text{ m} < w < 7,20 \text{ m}$                                  | 2                                      | $\frac{w}{2}$                          |
| $w \notin ]6,00 \text{ m} - 7,20 \text{ m}[$                           | $n = \text{Int}(\frac{w}{3,60})$       | $\frac{w}{\text{Int}(\frac{w}{3,60})}$ |

Sendo *Int* a parte inteira do quociente.

#### 4.11.1.2 VEÍCULO HS20-44 (CAMIÓN HS20-44)

O veículo HS20-44 ou *Camión* HS20-44 é composto por três eixos de duas rodas, com um afastamento transversal de 1,80 metros. A configuração geométrica e as intensidades das cargas concentradas em cada eixo são apresentadas na Figura 4.26.

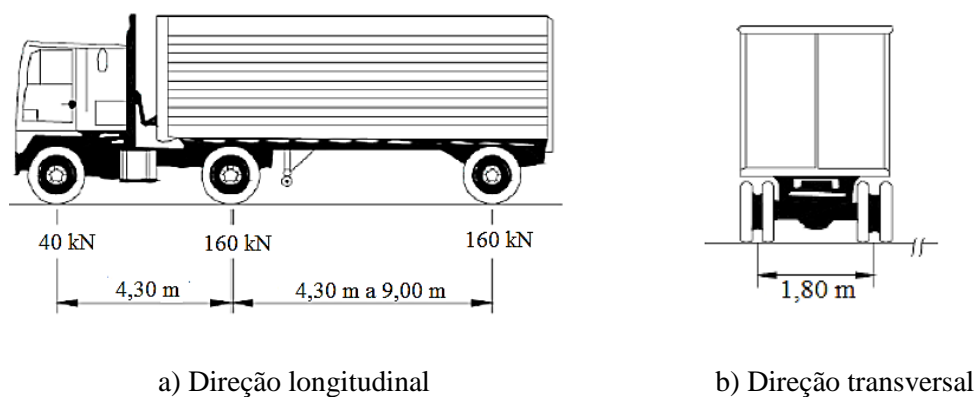


Figura 4.26 – Geometria e intensidade das cargas do veículo HS20-44

#### 4.11.1.3 VEÍCULO H20-44 (TANDÉM H20-44)

O veículo H20-44 é composto por quatro rodas, com 62,5 kN cada, distribuídas por dois eixos afastados na direção transversal de 1,8 metros, e de 1,2 metros longitudinalmente. A Figura 4.27 ostenta a configuração e a intensidade das cargas do veículo H20-44.

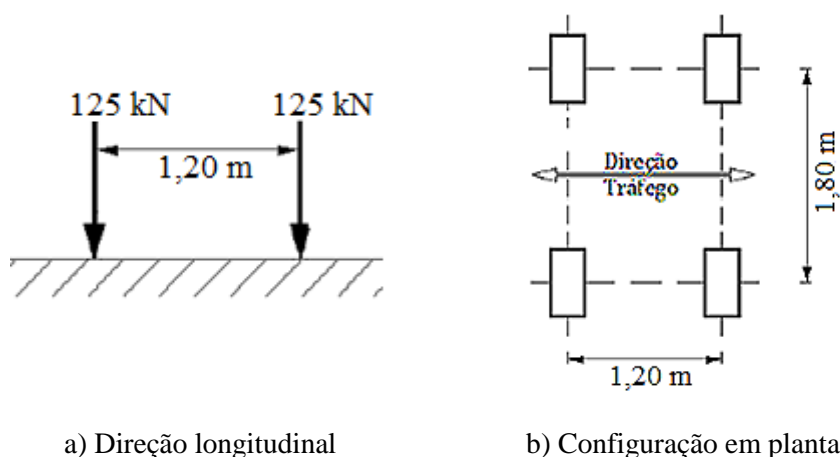


Figura 4.27 – Representação do veículo H20-44.

#### 4.11.1.4 SOBRECARGA UNIFORME (*CARGA DE CARRIL*)

A *carga de carril* consiste numa carga de 10,3 kN/m uniformemente distribuída na direção longitudinal. Transversalmente, a sobrecarga diz respeito a uma largura máxima de 3,0 metros por cada via fictícia. Assim, a intensidade da sobrecarga uniforme toma o valor de 3,43 kN/m<sup>2</sup> distribuída numa largura máxima de 3,0 metros por via fictícia.

#### 4.11.2 EFEITOS DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA

Com o intuito de considerar no dimensionamento de pontes rodoviárias os efeitos dinâmicos do tráfego, a norma colombiana define um fator de amplificação dinâmica ( $\varphi$ ) que depende das características do tabuleiro e do estado limite a considerar (Quadro 4.30).

Quadro 4.30 – Fator de amplificação dinâmica segundo a norma colombiana.

| Caraterísticas                                  | Coeficiente de amplificação dinâmica |
|---|--------------------------------------|
| Juntas de tabuleiros (todos os estados limites) | $\varphi = 1,75$                     |
| Estados limites últimos e de fadiga             | $\varphi = 1,15$                     |
| Restantes estados limites                       | $\varphi = 1,33$                     |

Importa frisar que apenas as cargas inerentes aos veículos *Camión* e *Tandém* devem ser multiplicadas pelo fator de amplificação dinâmica.

#### 4.11.3 MÚLTIPLA PRESENÇA

Para ter em consideração a ação simultânea de vários veículos na plataforma de rodagem, a norma colombiana define um fator de múltipla presença com o propósito de diminuir a intensidade das cargas dos veículos, em função do número de vias carregadas (Quadro 4.31).

Quadro 4.31 – Fator de múltipla presença de acordo com a norma colombiana.

| Nº de vias carregadas | Fator de múltipla presença - m |
|-----------------------|--------------------------------|
| 1                     | m = 1,20                       |
| 2                     | m = 1,00                       |
| 3                     | m = 0,85                       |
| > 3                   | m = 0,65                       |

Todavia, o fator de múltipla presença apenas se aplica às cargas correspondentes aos veículos.

#### 4.11.4 FORÇA DE FRENAGEM

A força de frenagem resultante da travagem dos veículos consiste numa força horizontal e longitudinal aplicada em todas as vias fictícias. A sua intensidade é definida da seguinte forma:

$$F_f = \max \begin{cases} 25\% \times Q_{truck}/eixo \\ 25\% \times Q_{tandem}/eixo \\ 5\% \times (Q_{truck} + q_u) \\ 5\% \times (Q_{tandem} + q_u) \end{cases} \quad (4.22)$$

A intensidade da força de frenagem deverá ser afetada pelo fator de múltipla presença definido no Quadro 4.26.

#### 4.11.5 SOBRECARGA NOS PASSEIOS

A norma colombiana define uma sobrecarga uniformemente distribuída de 3,6 kN/m<sup>2</sup>, aplicada a passeios com larguras maiores que 0,60 metros, em atuação simultânea com as cargas dos veículos.

## 4.12 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os modelos de sobrecarga rodoviária definidos nos dez regulamentos apresentam alguma heterogeneidade relativamente à metodologia de aplicação. Todavia, verificam-se aspetos semelhantes entre os regulamentos abordados.

De um modo geral, os modelos de sobrecarga são constituídos por um conjunto de cargas concentradas que definem um veículo tipo, e por uma carga uniformemente distribuída que representa a circulação de veículos ligeiros.

O RSA e a norma brasileira NBR definem modelos de sobrecargas idênticos. O RSA considera uma carga uniformemente distribuída aplicada em toda a plataforma de rodagem e bermas em conjunto com uma carga de faca distribuída na direção transversal. Ainda é previsto um segundo submodelo que consiste num veículo tipo de três eixos com duas rodas cada. A norma brasileira apresenta um único modelo que é constituído por um veículo tipo de três eixos (para a classe 45 e 30), idêntico ao veículo previsto pelo RSA, e por uma carga uniformemente distribuída. Contudo, a carga uniformemente distribuída é aplicada em toda a área da plataforma de rodagem exceto onde é posicionado o veículo.

As restantes oito normas (EC1-2, AASHTO, SATCC, CSA, SNiP, IRC:6, Manual de Hong Kong e NCP) apresentam modelos de sobrecargas mais complexos, mas que cobrem a maior parte dos efeitos do tráfego real. Em cada um dos modelos referidos é necessário proceder-se à divisão do tabuleiro em vias fictícias. A norma AASHTO e o regulamento canadiano, assim como a norma colombiana (baseada na filosofia da norma AASHTO) permite que se aplique os veículos em cada via. A norma Europeia e o Manual de Hong Kong consideram a aplicação do veículo tipo em cada via. No entanto, a intensidade das cargas é reduzida através da multiplicação de um fator que tem em conta a atuação de vários veículos.

Na generalidade os efeitos de amplificação dinâmica são considerados de forma explícita por parte dos regulamentos estudados, isto é, através de um fator que majora as cargas dos veículos previstos por cada modelo de sobrecarga. Apenas o RSA, o EC1-2, a SATCC e o Manual de Hong Kong é que consideram os efeitos dinâmicos de forma implícita.

Importa frisar que o desígnio dos modelos apresentados não é representar cargas reais de veículos mas sim reproduzir os efeitos que os veículos instigam na estrutura ou elementos estruturais de pontes.



## 5 CASO DE ESTUDO

### 5.1 APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Para realizar a comparação dos efeitos estruturais induzidos pelos modelos de sobrecargas rodoviárias dos dez regulamentos abordados no capítulo 4, selecionou-se o caso de estudo de tabuleiros de pontes vigados com comprimento de vão compreendidos entre 10 e 40 metros, simplesmente apoiados.

A secção do tabuleiro da ponte definida baseou-se nas soluções utilizadas na ponte sobre o Rio Garganta inserida no projeto do troço “Rio Equimina – Desvio da Lucira” do lanço “Benguela - Namibe”, em Angola, desenvolvido pela empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda..

A solução do tabuleiro da ponte é composta por seis vigas longitudinais de betão armado, pré-esforçadas longitudinalmente por aderência. As vigas são do tipo I e têm 0,75 m de altura para todos os vãos (Figura 5.1). A consideração da mesma secção para todos os vãos prende-se no facto da desconsideração das carga permanentes. Os banzos superior e inferior e a alma têm, respetivamente, 0,70 m, 0,65 m e 0,12 m de largura. A secção das vigas mantém-se constante ao longo do seu desenvolvimento.

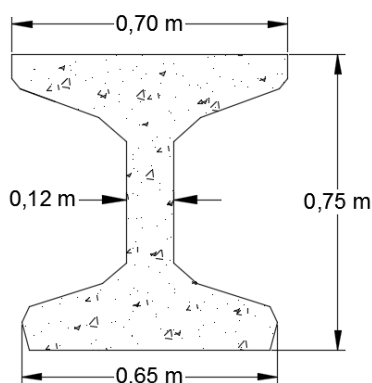


Figura 5.1 – Secção transversal da viga I 75.

A plataforma do tabuleiro (Figura 5.2) é constituída por uma laje de betão armado com uma espessura mínima de 0,20 m. A laje será betonada sobre pré-lajes colaborantes, pré-fabricadas, com 0,07 m de espessura incluída nos 0,20 m de espessura nominal da laje.

Considerou-se o betão da classe C30/37 para as vigas principais e o betão C25/30 para as lajes.

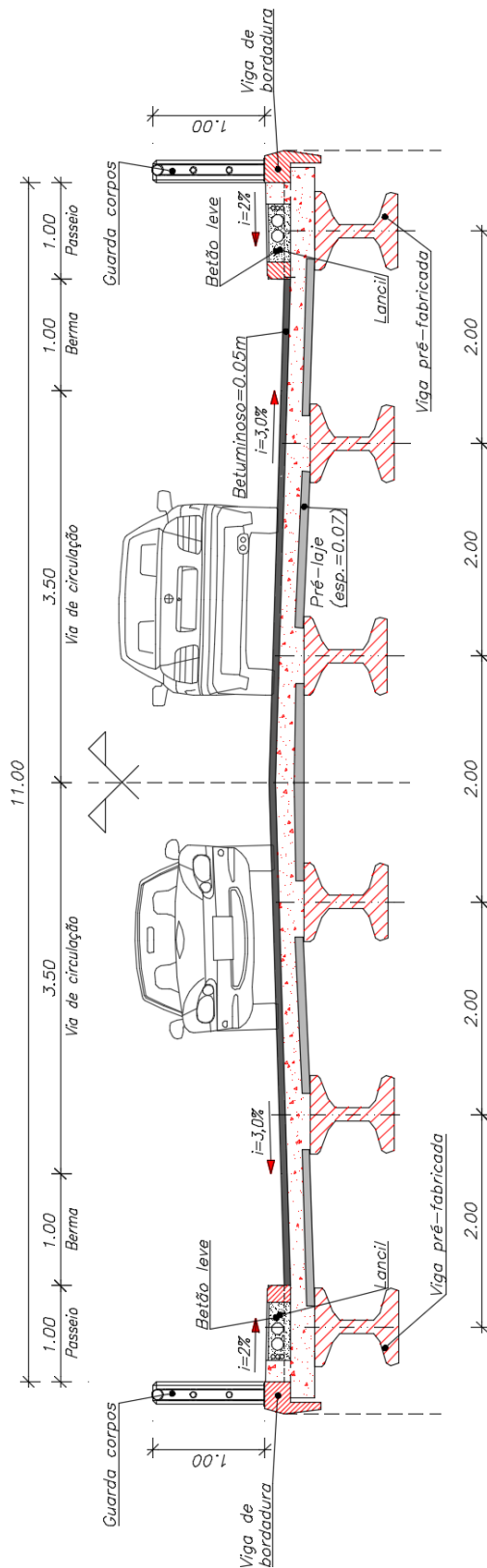


Figura 5.2 – Corte transversal do tabuleiro da ponte

## **5.2 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS A ADOTAR EM CADA REGULAMENTO**

Nesta secção são descritas as principais considerações adotadas na aplicação de cada modelo de sobrecarga rodoviária definido em regulamento.

À semelhança do que acontece com a classificação da generalidade das pontes portuguesas, considera-se que o presente caso de estudo se inclui nas obras da Classe I, de acordo com o RSA.

No caso do EC1-2, as pontes que serão objeto de análise deste trabalho serão consideradas como sendo de Classe II. O modelo de sobrecarga rodoviária LM3 não será considerado devido ao elevado número de veículos e por a sua escolha ser efetuada pelo dono de obra. O modelo LM4 também não será incluído na análise comparativa visto que será considerado o modelo LM1. Deste modo, no estudo do Manual de Hong Kong também não se considera o modelo LM3 e LM4.

Relativamente à norma brasileira, adota-se a classe 45 de pontes por ser a que proporciona os efeitos mais gravosos. Outro aspeto que se teve em conta foi a consideração da carga uniformemente distribuída em toda a plataforma de rodagem. Deste modo, reduz-se a carga total do veículo tipo, descontando-se a parcela da carga de distribuição uniforme que é aplicada na área do veículo.

Os modelos de sobrecarga rodoviária definidos na norma AASHTO e na norma colombiana aplicam-se em cada via fictícia. O fator de amplificação dinâmica corresponde ao definido para estados limite últimos, que toma o valor de 1,15. A intensidade da força de frenagem determinada corresponde a uma via fictícia.

A representação das cargas dos submodelos NA (1) e NA (2) definidos pelo regulamento Sul-Africano é efetuada de acordo com o método alternativo, ou seja, para o submodelo NA (1) aplica-se a carga com distribuição uniforme nas direções longitudinal e transversal em cada via fictícia, e para o submodelo NA (2) a carga é do tipo “faca”, aplicada em cada via fictícia. Considerou-se o veículo NB 36 por ser o mais condicionante. Salienta-se ainda que o modelo NC não será incluído no estudo pois a sua definição fica a cargo do concessionário da infraestrutura. A força de frenagem apenas se aplica numa via fictícia.

No regulamento canadiano definem-se diferentes veículos, sendo a variável o número de eixos de acordo com o vão em análise.

No regulamento indiano adota-se o veículo de rastros para a Classe 70R. Para a Classe A define-se o número dos eixos do comboio de veículos de acordo com o vão a estudar.

Por consequência da dimensão dos quadros, exhibe-se no Anexo I a síntese dos parâmetros condicionantes adotados em cada regulamento em função do vão do tabuleiro da ponte.





## 6 COMPARAÇÃO DOS EFEITOS PRODUZIDOS PELOS MODELOS DE SOBRECARGA RODOVIÁRIA

### 6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A metodologia do estudo consiste na avaliação dos esforços máximos (momento fletor e esforço transversal) induzidos pelos modelos de sobrecarga rodoviária condicionantes de cada regulamento e proceder-se à sua comparação, analisando a influência do comprimento do vão da ponte. Por conseguinte, realizaram-se dois tipos de análises, uma na direção longitudinal e uma na direção transversal, com recurso ao programa de cálculo automático *Robot Structural Analysis* para o desenvolvimento de modelos de cálculo em elementos finitos e para a determinação dos esforços.

Com o intuito de analisar o comportamento das vigas principais e das lajes, modelaram-se, respetivamente, modelos compostos por elementos de barra (*beam*) e por elementos de casca (*shell*). A Figura 6.1 apresenta um exemplo de um modelo de elementos finitos concebido.

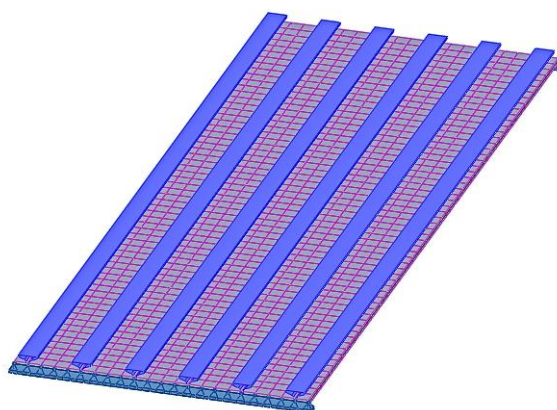


Figura 6.1 – Exemplo do modelo de elementos finitos desenvolvido para o tabuleiro das pontes.  
Perspetiva global.

Importa realçar que se desprezou o contributo do peso próprio da estrutura, pois a solução adotada para o tabuleiro da ponte pressupõe a consideração faseada de cargas permanentes. Deste modo, apenas se considera a contribuição da ação rodoviária.

Na análise longitudinal determinou-se, nas vigas principais, o momento fletor positivo máximo e o esforço transversal máximo, ambos característicos. Na análise transversal calcularam-se os momentos fletores positivos e negativos máximos característicos nos painéis de laje interiores.

A força de frenagem não influencia os esforços de flexão e de esforço transversal no tabuleiro do caso de estudo apresentado. Contudo, abordou-se a força provocada pela travagem dos veículos com o intuito de exemplificar a sua aplicação de acordo com o regulamento em estudo.

## 6.2 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

### 6.2.1 ANÁLISE LONGITUDINAL

Para materializar a análise, apresentam-se os esforços máximos originados por cada modelo de sobrecarga dos diversos regulamentos, obtidos na análise longitudinal para os diferentes comprimentos de vão, assim como a comparação e análise dos resultados, tomando como base de referência a norma portuguesa (RSA).

#### 6.2.1.1 COMPRIMENTO DE VÃO DE 10,00 M

##### 6.2.1.1.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.1 indicam-se os esforços máximos característicos obtidos em tabuleiros de pontes com 10,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, induzidos pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.1 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 10,00 m de vão corrente na análise longitudinal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos          |                       |
|---------|------------------------------|---------------------------------|---------------------------|-----------------------|
|         |                              |                                 | $M^+_{\text{máx}}$ (kN.m) | $V_{\text{máx}}$ (kN) |
| 10,00 m | RSA (Português)              | VT                              | 478,31                    | 176,11                |
|         |                              | SCU + SCL                       | 308,92                    | 116,77                |
|         | EC1-2 (Europeu)              | LM1                             | 627,28                    | 258,83                |
|         |                              | LM2                             | 456,38                    | 170,77                |
|         | NBR (Brasileiro)             | VT + SCU                        | 419,37                    | 179,92                |
|         | AASHTO (Norte-Americano)     | 2 HS20-44 + SCU                 | 300,03                    | 145,17                |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 358,50                    | 151,02                |
|         | SATCC (Sul-Africano)         | NA (1) + NA (2)                 | 439,26                    | 175,55                |
|         |                              | NA (3)                          | 298,24                    | 98,36                 |
|         |                              | NB 36                           | 476,66                    | 239,39                |
|         | CAN/CSA (Canadiano)          | CL-W Camião                     | 326,49                    | 152,47                |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 268,37                    | 124,86                |
|         | SNiP (Russo)                 | AK (2 Bogie + SCU)              | 286,32                    | 124,46                |
|         |                              | HK-80                           | 556,92                    | 213,96                |
|         | IRC:6 (Indiano)              | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 389,93                    | 171,24                |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 334,72                    | 151,51                |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 785,77                    | 324,11                |
|         |                              | LM2                             | 456,38                    | 170,77                |
|         | NCP (Colombiano)             | 2 HS20-44 + SCU                 | 335,96                    | 162,72                |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 401,78                    | 169,35                |

Legenda:

$M_{\text{máx}}^+$  – Momento fletor positivo máximo;

$V_{\text{máx}}$  – Esforço transversal máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.1.1.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.2 expõe-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços de flexão máximos dos modelos de sobrecarga mais desfavoráveis em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

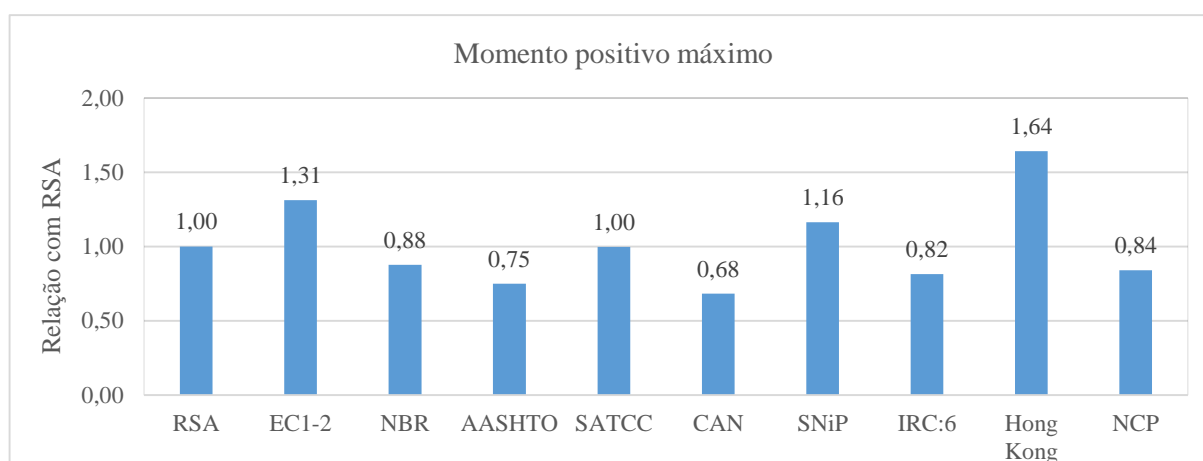


Figura 6.2 – Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 10,00 m de comprimento.

Em relação ao momento fletor positivo constata-se que é o modelo de sobrecarga LM1 definido pelo Manual de Hong Kong (baseado na norma europeia) se evidencia como o modelo mais gravoso. Comprando com o RSA, verifica-se que é 64% superior ao sistema de sobrecarga condicionante português (veículo tipo). Em situação intermédia encontram-se a norma europeia (+31%) e o regulamento russo (+16%),

Os restantes regulamentos induzem esforços entre 32% a 12% inferiores, comparativamente com o RSA, sendo o regulamento canadiano o que menos condiciona.

O esforço de flexão produzido pelo regulamento sul-africano é idêntico ao provocado pelo regulamento português.

Na Figura 6.3 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços transversos máximos dos modelos de sobrecarga mais gravosos em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

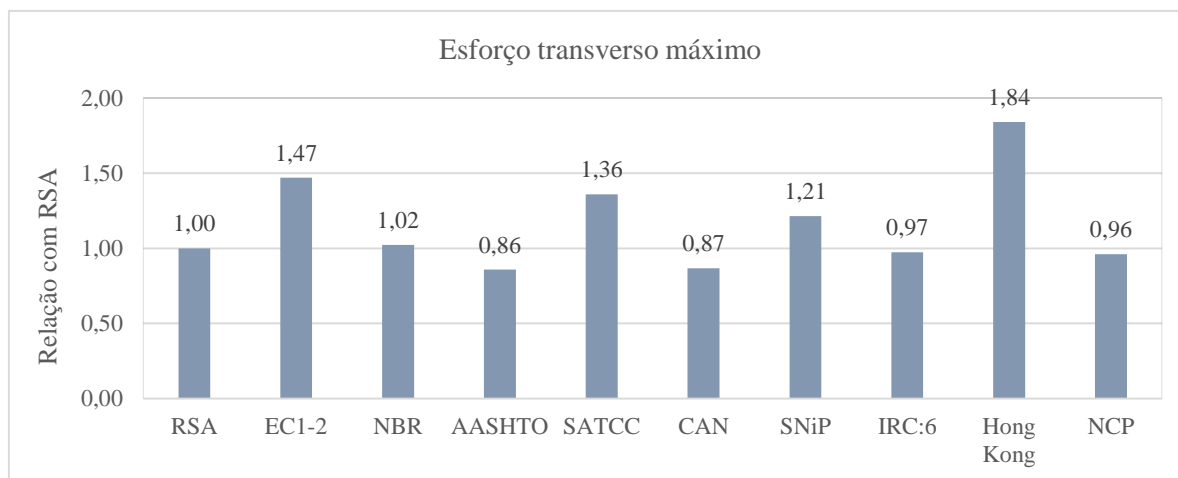


Figura 6.3 – Esforços transversos máximos provocados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 10,00 m de comprimento.

Para o esforço de corte máximo também se verifica que é o Manual de Hong Kong o regulamento mais condicionante (+84%), seguido do EC1 (+47%), do modelo da SATCC (+36%) e do regulamento russo (+21%).

Constata-se que o esforço transversal provocado pelo modelo condicionante da norma norte-americana é idêntico ao obtido para o regulamento canadiano. Contudo, os resultados obtidos para as normas referidas são os de menor valor.

Os modelos de sobrecarga rodoviários previstos na norma brasileira, no regulamento indiano e na norma colombiana apresentam valores de esforço transversal semelhantes ao do regulamento português.

#### 6.2.1.2 COMPRIMENTO DE VÃO DE 15,00 M

##### 6.2.1.2.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.2 apresentam-se os esforços máximos característicos obtidos em tabuleiros de pontes com 15,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

COMPARAÇÃO DOS EFEITOS PRODUZIDOS PELOS MODELOS DE SOBRECARGA  
RODOVIÁRIA

Quadro 6.2 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 15,00 m de vão corrente na análise longitudinal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos             |                          |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|--------------------------|
|         |                              |                                 | $M^+_{\text{máx}}$<br>(kN.m) | $V_{\text{máx}}$<br>(kN) |
| 15,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 724,96                       | 193,42                   |
|         |                              | SCU + SCL                       | 497,53                       | 135,83                   |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 969,78                       | 295,99                   |
|         |                              | LM2                             | 633,28                       | 178,63                   |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 687,54                       | 210,32                   |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 505,99                       | 171,13                   |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 515,67                       | 166,04                   |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 788,63                       | 227,89                   |
|         |                              | NA (3)                          | 415,01                       | 102,38                   |
|         |                              | NB 36                           | 823,66                       | 307,91                   |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 510,69                       | 179,5                    |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 431,15                       | 149,14                   |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 459,14                       | 134,02                   |
|         |                              | HK-80                           | 886,98                       | 237,91                   |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 601,94                       | 189,06                   |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 545,98                       | 163,79                   |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 1206,64                      | 368,28                   |
|         |                              | LM2                             | 633,28                       | 178,63                   |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 564,67                       | 191,43                   |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 575,74                       | 185,79                   |

Legenda:

$M^+_{\text{máx}}$  – Momento fletor positivo máximo;

$V_{\text{máx}}$  – Esforço transversal máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.1.2.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.4 expõe-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços de flexão máximos dos modelos de sobrecarga mais desfavoráveis em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

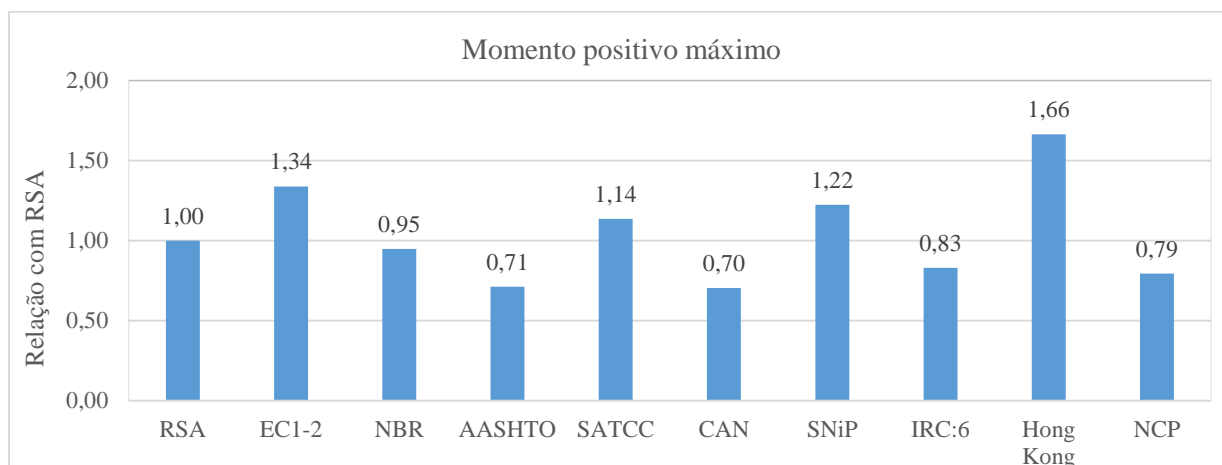


Figura 6.4 - Momentos fletores positivos máximos originados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 15,00 m de comprimento.

À semelhança do tabuleiro com 10,00 m de vão, é o Manual de Hong Kong que induz o esforço de flexão mais desfavorável (+66%), seguido da norma europeia (+34%) e do regulamento russo (+22%). Porém, verifica-se, ao contrário do caso de estudo anterior, que o momento positivo máximo produzido pelo regulamento sul-africano é superior ao esforço obtido pela aplicação do modelo condicionante do regulamento português.

O regulamento canadiano a par da norma norte-americana apresentam os menores esforços de flexão no tabuleiro. Contudo, constata-se um aumento de preponderância da norma brasileira, comparativamente ao caso de estudo anterior.

A Figura 6.5 ostenta, sob a forma gráfica, a relação dos esforços transversos máximos dos modelos de sobrecarga mais prejudiciais em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

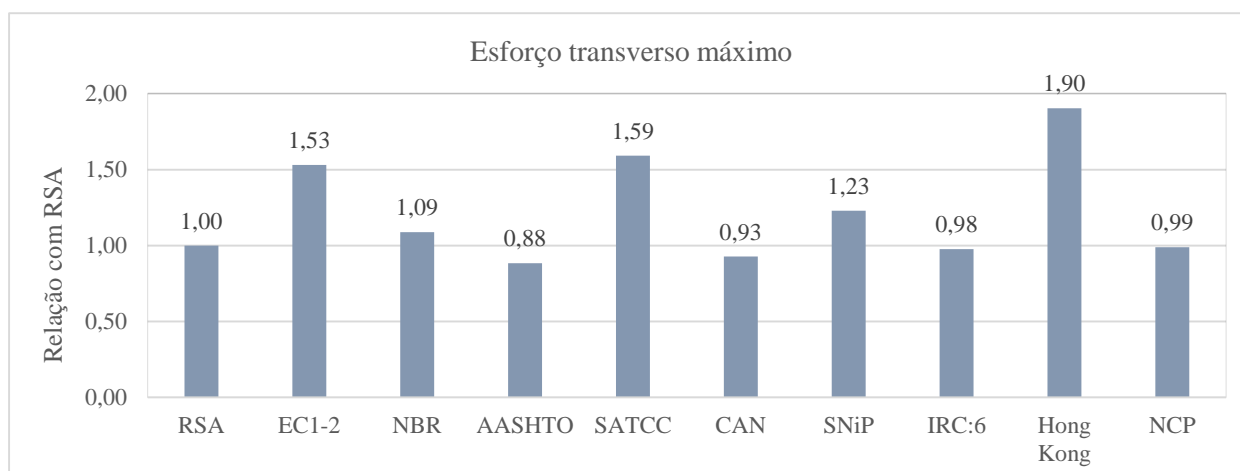


Figura 6.5 - Esforços transversos máximos causados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 15,00 m de comprimento.

Relativamente ao esforço transversal, verifica-se um aumento percentual em todos os regulamentos em relação ao RSA. O modelo de sobrecarga definido pelo Manual de Hong (+90%) continua a ser o que induz esforços de corte mais elevados, constatando-se valores próximos do dobro dos efeitos ocorridos pela aplicação do modelo condicionante do regulamento português. O modelo de sobrecarga do regulamento sul-africano (+59%) é mais gravoso que o da norma europeia (+53%).

Novamente, o modelo de sobrecarga previsto pela norma norte-americana continua a ser a que induz o esforço de corte de menor valor. Os restantes regulamentos apresentam valores muito idênticos ao RSA, com uma diferença entre si nunca superior a 7%.

### 6.2.1.3 COMPRIMENTO DE VÃO DE 20,00 M

#### 6.2.1.3.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.3 indicam-se os esforços máximos característicos obtidos em tabuleiros de pontes com 20,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.3 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 20,00 m de vão corrente na análise longitudinal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos             |                          |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|--------------------------|
|         |                              |                                 | $M_{\text{máx}}^+$<br>(kN.m) | $V_{\text{máx}}$<br>(kN) |
| 20,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 935,35                       | 201,09                   |
|         |                              | SCU + SCL                       | 722,62                       | 152,96                   |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 1358,01                      | 325,21                   |
|         |                              | LM2                             | 786,52                       | 183,87                   |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 1021,83                      | 233,70                   |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 722,77                       | 189,89                   |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 692,79                       | 178,64                   |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 1201,47                      | 272,12                   |
|         |                              | NA (3)                          | 514,63                       | 106,53                   |
|         |                              | NB 36                           | 1210,99                      | 327,37                   |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 725,36                       | 177,91                   |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 629,91                       | 154,93                   |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 562,66                       | 146,62                   |
|         |                              | HK-80                           | 1164,62                      | 247,93                   |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 797,39                       | 195,06                   |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 784,38                       | 193,82                   |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 1680,32                      | 402,80                   |
|         |                              | LM2                             | 786,52                       | 183,87                   |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 803,86                       | 212,02                   |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 753,32                       | 195,83                   |



Legenda:

$M_{\text{máx}}^+$  – Momento fletor positivo máximo;

$V_{\text{máx}}$  – Esforço transverso máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.1.3.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.6 patenteia-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços de flexão mais condicionantes em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

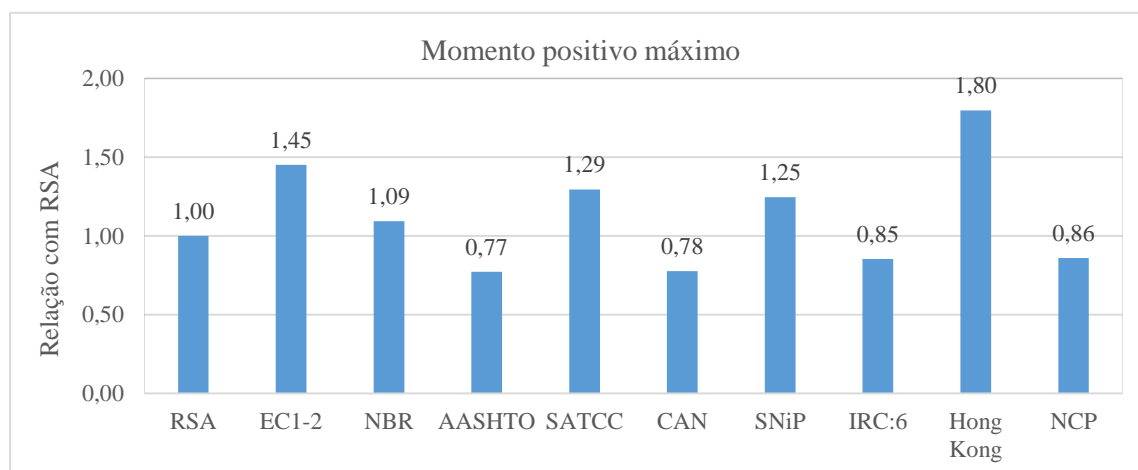


Figura 6.6 - Momentos fletores positivos máximos motivados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 20,00 m de comprimento

Como foi constatado anteriormente, continua a ser o modelo de sobrecarga definido no Manual de Hong Kong que apresentam o esforço de flexão mais desfavorável (+80%), seguido do EC1 (+45%). O regulamento sul-africano (+29%) aumenta a sua influência relativamente ao regulamento russo (+25%). Verifica-se ainda que o modelo de sobrecarga da norma brasileira apresenta um valor superior ao do RSA. A norma norte-americana (-23%) e o regulamento canadiano (-22%) são as normas menos gravosas.

Na generalidade, os modelos de sobrecarga rodoviária ganharam preponderância com o aumento do vão, tomando o RSA como referência, em relação aos casos de estudos anteriores.

Na Figura 6.7 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços transversos mais gravosos em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

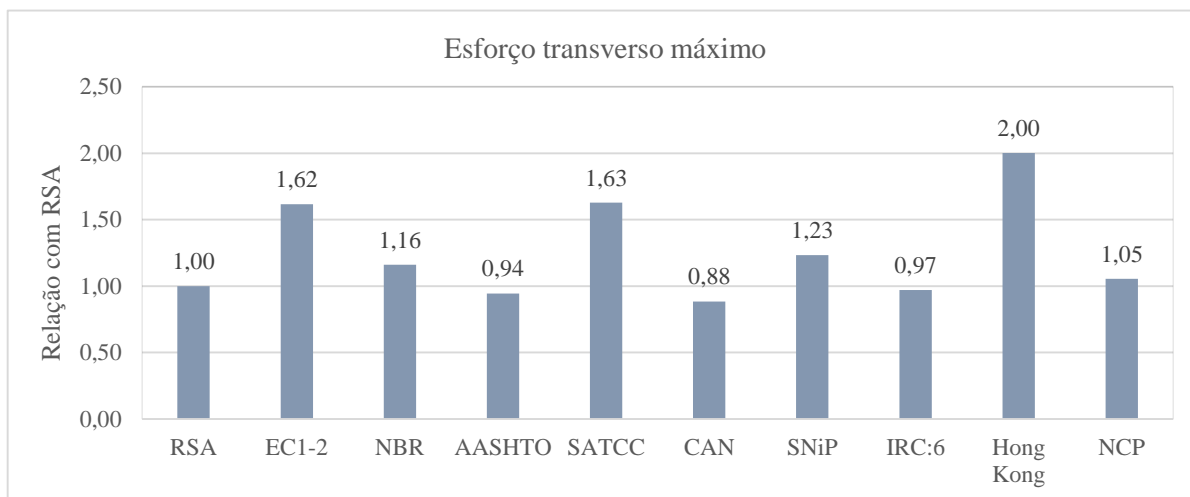


Figura 6.7 - Esforços transversos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 20,00 m de comprimento.

Para o vão de 20,00 m o Manual de Hong Kong induz o tabuleiro da ponte com o dobro do valor do esforço transversal verificado pelo RSA. O regulamento sul-africano (+63%) apresenta valores idênticos aos produzidos pelo modelo de sobrecarga da norma europeia (+62%). Comparativamente ao caso de estudo anterior, o regulamento russo mantém a mesma relação tomando o regulamento português como referência. A norma brasileira (+16%) e a norma colombiana (+5%) também provocam esforços transversos superiores ao modelo de sobrecarga definido no RSA.

O modelo condicionante do regulamento canadense (CL-W Camião) induz o menor esforço transversal, quando comparado com os restantes regulamentos. A AASHTO (-6%) e o IRC:6 (-3%) exibem valores de esforços transversos ligeiramente inferiores ao regulamento português.

#### 6.2.1.4 COMPRIMENTO DE VÃO DE 25,00 M

##### 6.2.1.4.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.4 apresentam-se os esforços máximos característicos obtidos em tabuleiros de pontes com 25,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.4 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 25,00 m de vão corrente na análise longitudinal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos             |                          |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|--------------------------|
|         |                              |                                 | $M^+_{\text{máx}}$<br>(kN.m) | $V_{\text{máx}}$<br>(kN) |
| 25,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 1122,92                      | 205,13                   |
|         |                              | SCU + SCL                       | 986,79                       | 169,85                   |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 1774,73                      | 349,47                   |
|         |                              | LM2                             | 925,92                       | 187,86                   |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 1389,88                      | 253,66                   |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 969,21                       | 204,61                   |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 897,34                       | 190,69                   |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 1684,96                      | 308,10                   |
|         |                              | NA (3)                          | 611,40                       | 109,72                   |
|         |                              | NB 36                           | 1635,26                      | 342,81                   |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 970,7                        | 192,02                   |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 859,91                       | 171,01                   |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 769,94                       | 144,31                   |
|         |                              | HK-80                           | 1388,31                      | 253,24                   |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 989,32                       | 198,42                   |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 1040,81                      | 194,74                   |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 2187,48                      | 431,32                   |
|         |                              | LM2                             | 925,92                       | 187,86                   |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 1075,10                      | 228,05                   |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 994,87                       | 212,18                   |

Legenda:

$M^+_{\text{máx}}$  – Momento fletor positivo máximo;

$V_{\text{máx}}$  – Esforço transversal máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.1.4.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.8 expõe-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços de flexão mais condicionantes em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

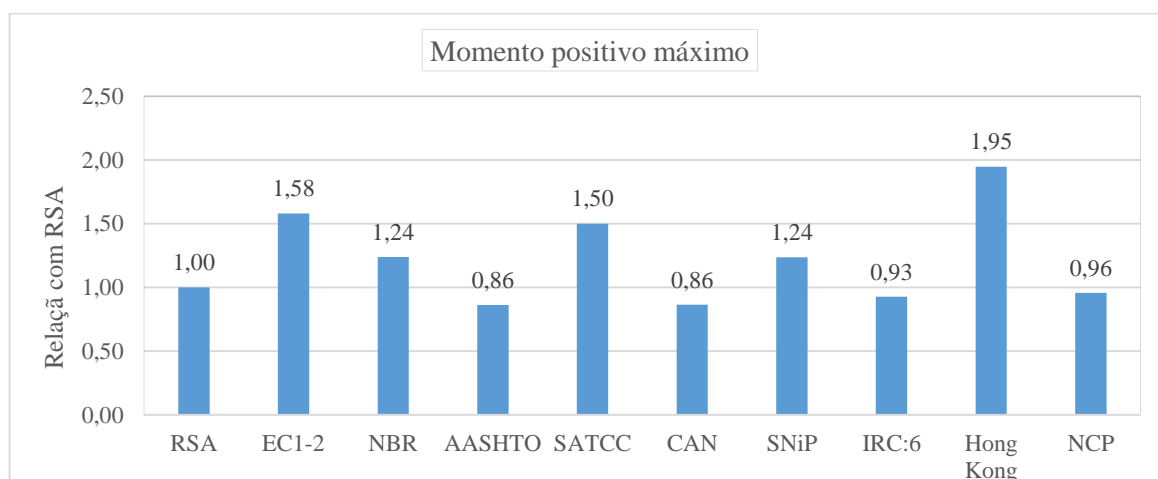


Figura 6.8 - Momentos fletores positivos máximos gerados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 25,00 m de comprimento.

O modelo de sobrecarga rodoviária mais gravoso, para o momento positivo, é o definido no manual de Hong Kong (+95%). A norma europeia (+58%), seguida do regulamento sul-africano (+50%), do regulamento russo (+24%) e da norma brasileira (+24%), apresentam esforços de flexão superiores aos do RSA.

É de salientar que a norma norte-americana e o regulamento canadiano são novamente os menos desfavoráveis. Com o aumento do vão também se constata que os esforços de flexão produzidos pelos modelos de sobrecargas previstos regulamento indiano e na norma colombiana, aproximam-se dos valores do RSA.

Na Figura 6.9 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços transversos mais desfavoráveis em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

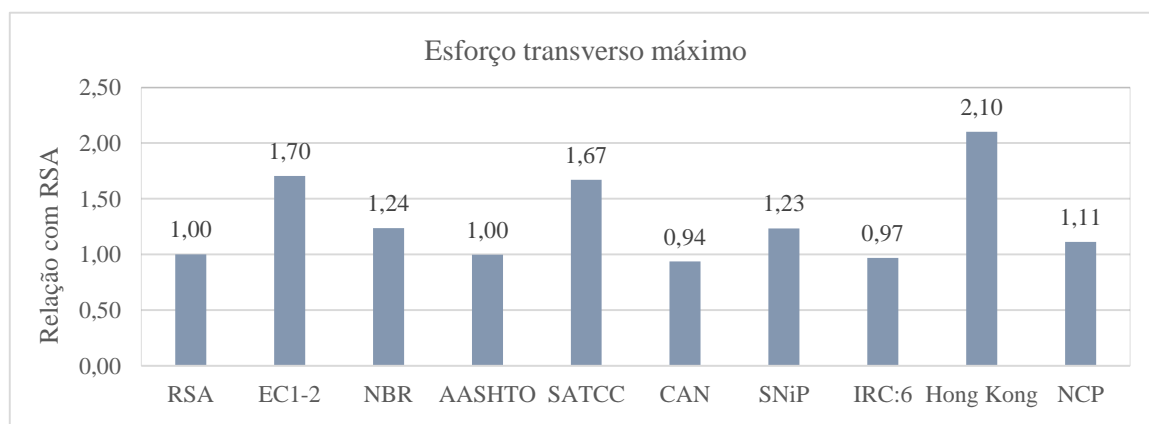


Figura 6.9 - Esforços transversos máximos originados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 25,00 m de comprimento.

No que concerne aos esforços transversos, constata-se que a norma norte-americana apresenta esforços muito semelhantes ao do regulamento português. Os modelos de sobrecarga definidos no regulamento indiano (-3%) e no regulamento canadiano (-6%) também originam valores de esforços transversos muito próximos aos do RSA.

O modelo condicionante do manual de Hong Kong induz o maior esforço transversal (mais do dobro do verificado pelo RSA), quando comparado com os restantes regulamentos. A norma brasileira e regulamento russo conduzem a resultados muito próximos.

#### 6.2.1.5 COMPRIMENTO DE VÃO DE 30,00 M

##### 6.2.1.5.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.5 exibem-se os esforços máximos característicos obtidos em tabuleiros de pontes com 30,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.5 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 30,00 m de vão corrente na análise longitudinal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos |            |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------|------------|
|         |                              |                                 | M+ máx (kN.m)    | V máx (kN) |
| 30,00 m | RSA (Português)              | VT                              | 1300,75          | 207,62     |
|         |                              | SCU + SCL                       | 1298,18          | 186,20     |
|         | EC1-2 (Europeu)              | LM1                             | 2240,33          | 370,84     |
|         |                              | LM2                             | 1066,00          | 192,10     |
|         | NBR (Brasileiro)             | VT + SCU                        | 1785,50          | 271,43     |
|         | AASHTO (Norte-Americano)     | 2 HS20-44 + SCU                 | 1249,98          | 218,50     |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 1135,25          | 201,57     |
|         | SATCC (Sul-Africano)         | NA (1) + NA (2)                 | 2221,30          | 335,57     |
|         |                              | NA (3)                          | 711,61           | 114,19     |
|         |                              | NB 36                           | 2029,10          | 359,95     |
|         | CAN/CSA (Canadiano)          | CL-W Camião                     | 1271,62          | 210,22     |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 1152,89          | 189,94     |
|         | SNiP (Russo)                 | AK (2 Bogie + SCU)              | 923,20           | 148,97     |
|         |                              | HK-80                           | 1610,21          | 256,48     |
|         | IRC:6 (Indiano)              | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 1179,38          | 205,32     |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 1325,72          | 206,35     |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 2747,00          | 456,20     |
|         |                              | LM2                             | 1066,00          | 192,10     |
|         | NCP (Colombiano)             | 2 HS20-44 + SCU                 | 1383,72          | 243,17     |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 1255,15          | 224,22     |

Legenda:

$M^+_{\text{máx}}$  – Momento fletor positivo máximo;

$V_{\text{máx}}$  – Esforço transversal máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.1.5.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.10 ostenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços de flexão mais condicionantes em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

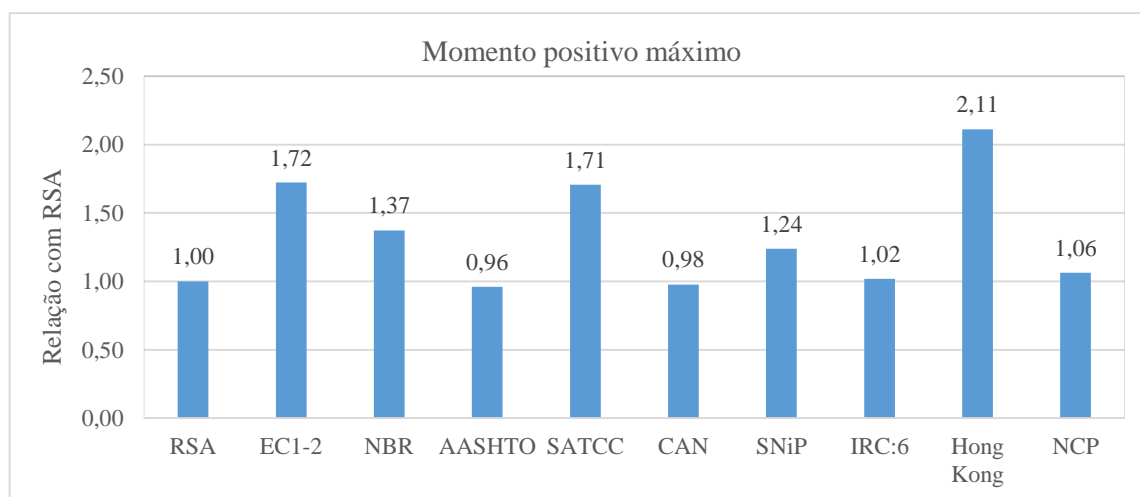


Figura 6.10 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 30,00 m de comprimento.

Para os momentos positivos, continua a ser o modelo de sobrecarga definido no Manual de Hong Kong o mais desfavorável. A norma europeia (+72%) e o regulamento sul-africano (+71%) induzem efeitos muito semelhantes. Contrariamente aos casos de estudos anteriores, verifica-se que modelo de sobrecarga da norma brasileira é mais condicionante que o modelo de sobrecarga previsto no regulamento russo.

As restantes normas apresentam valores de esforços de flexão muito semelhantes ao do regulamento português, constatando-se uma diferença máxima de 6%.

Na Figura 6.11 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços transversos mais gravosos em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

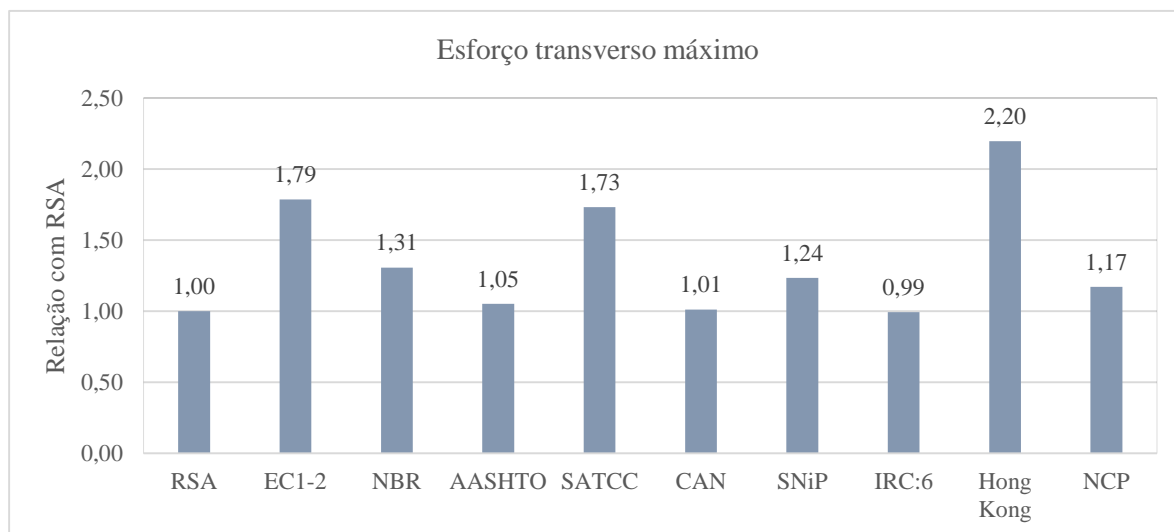


Figura 6.11 - Esforços transversos máximos motivados pelos modelos mais condicionantes dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 30,00 m de comprimento.

Novamente, o modelo de sobrecarga rodoviária definido no Manual de Hong induz o maior esforço de transversal, seguido da norma europeia (+79%), do regulamento sul-africano (+73%), da norma brasileira (+31%), do regulamento russo (+24%) e da norma colombiana (+17%).

Verifica-se ainda que, contrariamente ao caso de estudo anterior, o regulamento indiano é o menos gravoso. As restantes normas apresentam um valor de esforço transversal muito idêntico ao produzido pelo modelo de sobrecarga definido no regulamento português.

#### 6.2.1.6 COMPRIMENTO DE VÃO DE 35,00 M

No Quadro 6.6 apresentam-se os esforços máximos característicos obtidos em tabuleiros de pontes com 35,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.6 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 35,00 m de vão corrente na análise longitudinal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos             |                          |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|--------------------------|
|         |                              |                                 | $M_{\text{máx}}^+$<br>(kN.m) | $V_{\text{máx}}$<br>(kN) |
| 35,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 1470,84                      | 211,60                   |
|         |                              | SCU + SCL                       | 1650,13                      | 202,95                   |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 2743,84                      | 391,83                   |
|         |                              | LM2                             | 1207,64                      | 196,64                   |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 2201,15                      | 285,82                   |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 1556,44                      | 230,91                   |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 1398,81                      | 213,01                   |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 2814,14                      | 360,45                   |
|         |                              | NA (3)                          | 818,21                       | 118,26                   |
|         |                              | NB 36                           | 2405,00                      | 369,90                   |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 1583,49                      | 223,49                   |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 1466,14                      | 205,58                   |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 1102,99                      | 171,60                   |
|         |                              | HK-80                           | 1803,08                      | 258,73                   |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 1373,17                      | 208,10                   |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 1589,03                      | 209,9                    |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 3347,94                      | 481,21                   |
|         |                              | LM2                             | 1207,64                      | 196,64                   |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 1720,12                      | 256,63                   |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 1543,41                      | 236,58                   |

Legenda:

$M_{\text{máx}}^+$  – Momento fletor positivo máximo;

$V_{\text{máx}}$  – Esforço transversal máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.1.6.1 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.12 expõe-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços de flexão mais condicionantes em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.



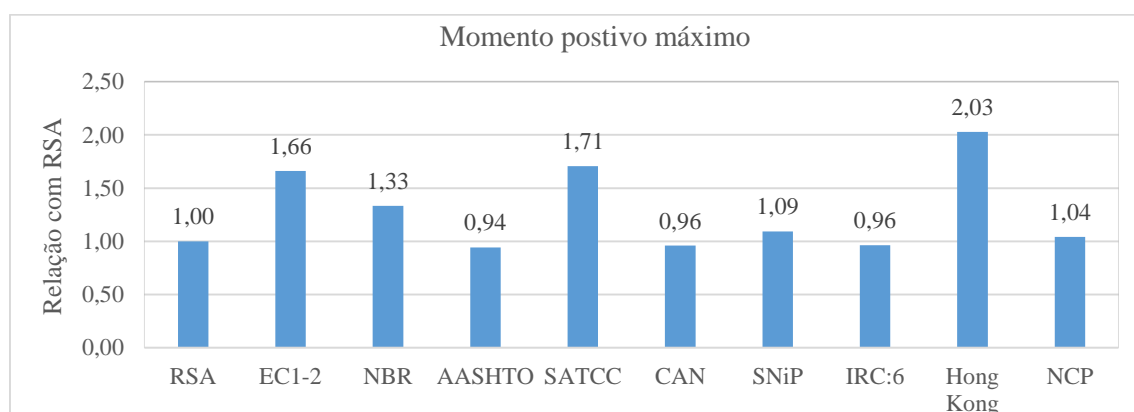


Figura 6.12 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 35,00 m de comprimento.

A sequência dos regulamentos que produzem os efeitos mais desfavoráveis não é igual aos casos de estudo anteriores. O modelo previsto no manual de Hong Kong continua a ser o que produz os esforços de flexão mais condicionantes. Porém, verifica-se uma alternância entre a norma europeia e o regulamento sul-africano, sendo este último mais condicionante que a norma europeia. A norma brasileira apresenta um esforço de flexão 33% superior ao do RSA.

Também se constata uma perda de preponderância percentual, em relação aos casos de estudo anteriores, em todos os regulamentos estudados. A norma norte-americana, o regulamento canadiano, o regulamento indiano, o regulamento russo e a norma colombiana apresentam valores muito semelhantes ao do regulamento português, verificando-se uma diferença máxima de 9%.

Na Figura 6.13 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços transversos mais prejudiciais em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

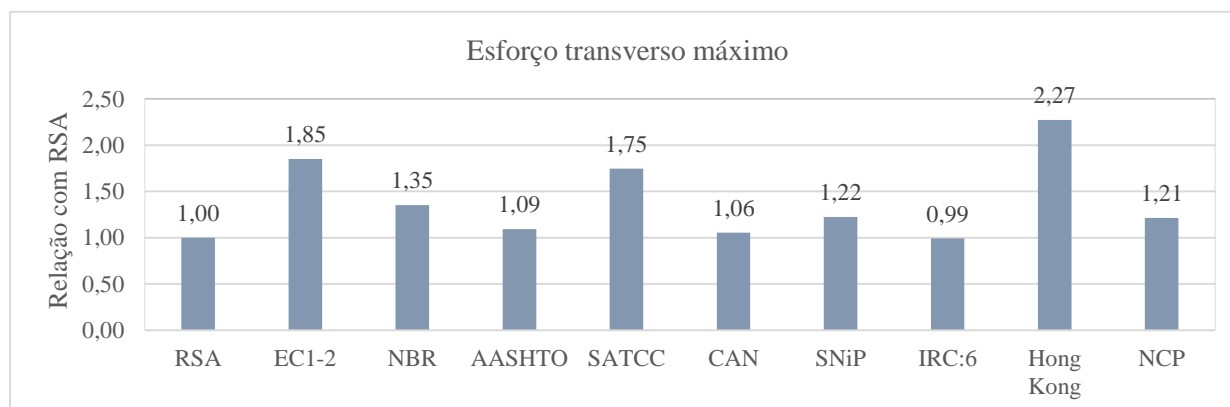


Figura 6.13 - Esforços transversos máximos induzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 35,00 m de comprimento.

O modelo de sobrecarga previsto no Manual de Hong Kong aumenta de preponderância percentual, relativamente aos casos de estudo anteriores, e continua a ser o mais desfavorável (+127%). Constatase que a norma europeia apresenta um valor de esforço transversal 10% superior ao originado pelo regulamento sul-africano.

O regulamento indiano, apesar de um valor de esforço idêntico ao RSA, é o menos desfavorável. As restantes normas apresentam valores de esforço transversal superiores ao do regulamento português.

#### 6.2.1.7 COMPRIMENTO DE VÃO DE 40,00 M

##### 6.2.1.7.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.7 constam-se os esforços máximos característicos obtidos em tabuleiros de pontes com 40,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.7 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 40,00 m de vão corrente na análise longitudinal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos |            |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------|------------|
|         |                              |                                 | M+ máx (kN.m)    | V máx (kN) |
| 40,00 m | RSA (Português)              | VT                              | 1641,99          | 215,17     |
|         |                              | SCU + SCL                       | 2046,45          | 219,66     |
|         | EC1-2 (Europeu)              | LM1                             | 3286,74          | 410,31     |
|         |                              | LM2                             | 1517,36          | 220,46     |
|         | NBR (Brasileiro)             | VT + SCU                        | 2643,66          | 302,01     |
|         | AASHTO (Norte-Americano)     | 2 HS20-44 + SCU                 | 1892,66          | 243,13     |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 1691,39          | 224,08     |
|         | SATCC (Sul-Africano)         | NA (1) + NA (2)                 | 3405,65          | 383,79     |
|         |                              | NA (3)                          | 932,84           | 122,25     |
|         |                              | NB 36 (10 m)                    | 2778,39          | 377,44     |
|         | CAN/CSA (Canadiano)          | CL-W Camião                     | 1901,57          | 233,83     |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 1804,22          | 219,31     |
|         | SNiP (Russo)                 | AK (2 Bogie + SCU)              | 1300,96          | 175,56     |
|         |                              | HK-80                           | 1987,71          | 260,37     |
|         | IRC:6 (Indiano)              | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 1564,48          | 210,96     |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 1863             | 216,59     |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 4004,09          | 506,99     |
|         |                              | LM2                             | 1517,36          | 220,46     |
|         | NCP (Colombiano)             | 2 HS20-44 + SCU                 | 2088,78          | 269,89     |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 1863,02          | 248,06     |

Legenda:

$M_{\text{máx}}^+$  – Momento fletor positivo máximo;

$V_{\text{máx}}$  – Esforço transversal máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.1.7.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.14 expõe-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços de flexão mais desfavoráveis em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

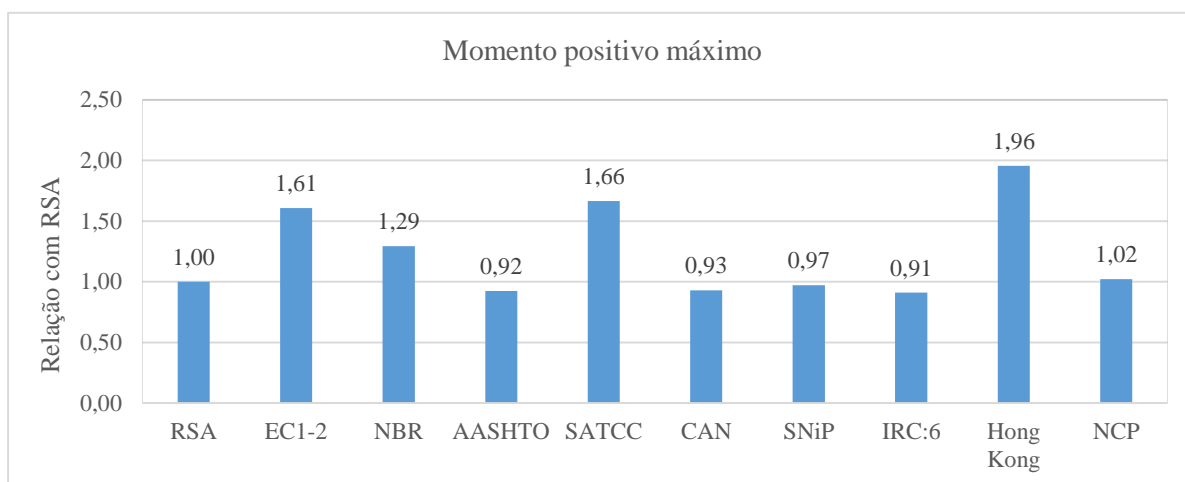


Figura 6.14 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 40,00 m de comprimento.

Através da análise do Quadro 6.7, constata-se que o momento fletor positivo máximo originado pelo submodelo de sobrecarga rodoviária SCU+SCL é consideravelmente superior ao submodelo VT previsto pelo regulamento português. Por conseguinte, verifica-se uma notável diminuição percentual na relação dos esforços de flexão em relação ao RSA.

O Manual de Hong Kong é o mais gravoso (+96%), seguido do regulamento sul-africano (+66%), da norma europeia (+61%) e da norma brasileira (+29%).

Importa realçar que o regulamento russo, contrariamente aos casos de estudo anteriores, em que se verificava uma superioridade relativamente ao RSA, apresenta um esforço de flexão inferior de 3 %. As

restantes normas apresentam valores muito próximos do regulamento português, não se verificando uma diferença superior a 9 %.

Na Figura 6.15 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços transversos mais gravosos em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

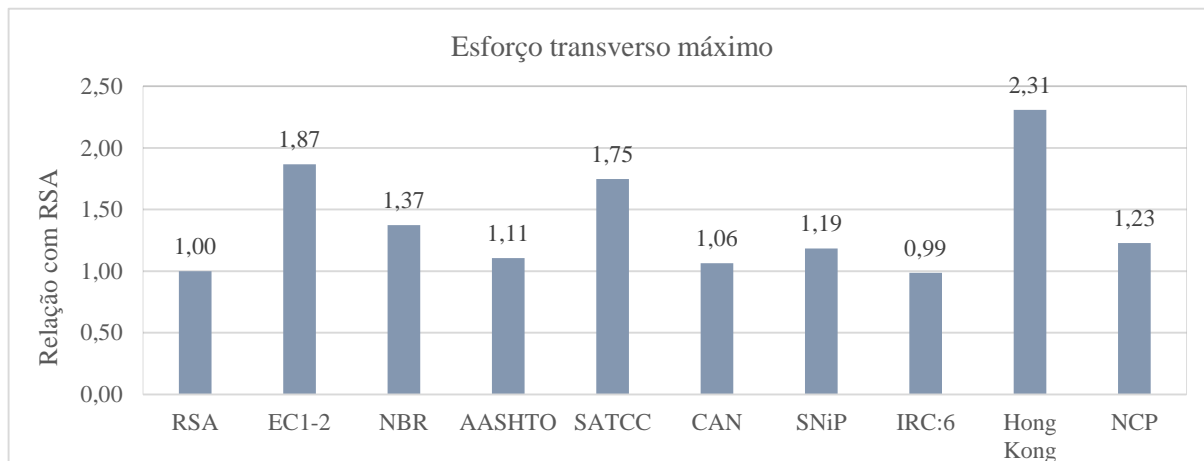


Figura 6.15 - Esforços transversos máximos produzidos pelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise longitudinal, em tabuleiros de pontes com 40,00 m de comprimento.

Apesar de o esforço transversal do submodelo de sobrecarga SCU+SCL ser superior ao submodelo VT do regulamento português, a diferença não é notável. Deste modo, confirma-se a tendência, isto é, com o aumento do vão os modelos de sobrecarga mais desfavoráveis de cada regulamento aumentam de preponderância percentual.

O manual de Hong Kong é, novamente, o mais gravoso, seguido da norma europeia (+87%), do regulamento sul-africano (+75%), da norma brasileira (+37%), da norma colombiana (+23%) e do regulamento russo (+19%).

O regulamento indiano apresenta um valor de esforço transversal idêntico ao RSA. Os modelos de sobrecarga da norma norte-americana e do regulamento canadiano também induzem um esforço transversal superior ao do regulamento português.

## 6.2.2 ANÁLISE TRANSVERSAL

Na presente secção exibem-se os esforços máximos obtidos na análise transversal pela aplicação dos modelos de sobrecarga definidos nos diferentes regulamentos, assim como a comparação e análise dos resultados, tomando como base de referência a norma portuguesa (RSA).

## 6.2.2.1 COMPRIMENTO DE VÃO DE 10,00 M

## 6.2.2.1.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.8 indicam-se os esforços máximos característicos de flexão obtidos em tabuleiros de pontes com 10,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.8 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 10,00 m de vão corrente na análise transversal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos             |                              |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|
|         |                              |                                 | $m^+_{\text{máx}}$<br>(kN.m) | $m^-_{\text{máx}}$<br>(kN.m) |
| 10,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 38,50                        | 15,89                        |
|         |                              | SCU + SCL                       | 13,23                        | 11,82                        |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 55,18                        | 27,06                        |
|         |                              | LM2                             | 8,68                         | 9,31                         |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 35,89                        | 11,61                        |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 25,69                        | 13,62                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 29,00                        | 14,54                        |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 17,98                        | 12,34                        |
|         |                              | NA (3)                          | 38,71                        | 13,33                        |
|         |                              | NB 36                           | 41,9                         | 12,49                        |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 28,31                        | 16,65                        |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 21,35                        | 9,16                         |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 28,80                        | 10,95                        |
|         |                              | HK-80                           | 37,83                        | 12,15                        |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 29,80                        | 11,34                        |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 26,92                        | 13,51                        |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 71,19                        | 36,09                        |
|         |                              | LM2                             | 8,68                         | 9,31                         |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 28,94                        | 15,28                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 32,67                        | 16,3                         |

Legenda:

$m^+_{\text{máx}}$  – Momento fletor positivo máximo;

$m^-_{\text{máx}}$  – Momento fletor negativo máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.2.1.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.16 patenteia-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços positivos de flexão mais condicionantes em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

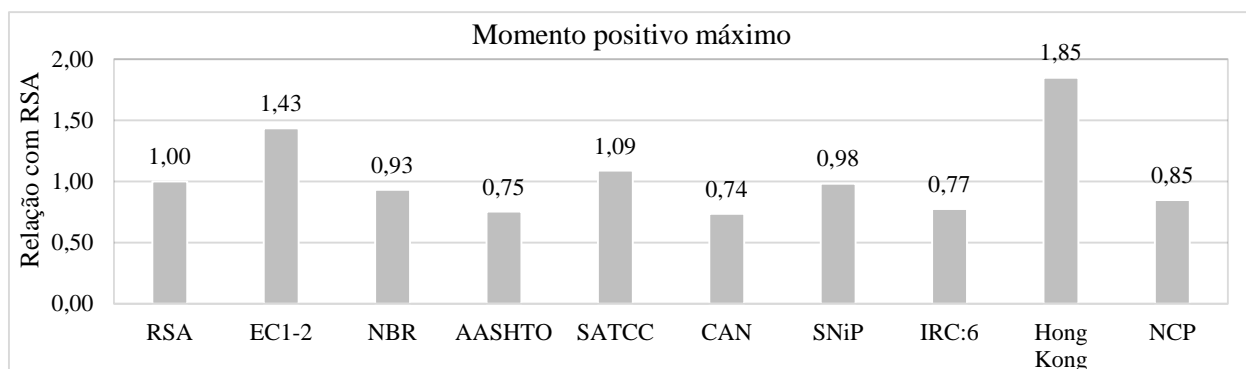


Figura 6.16 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 10,00 m de comprimento.

Para o momento positivo máximo da laje verifica-se que o manual de Hong Kong produz os efeitos transversais mais desfavoráveis. A norma europeia e o regulamento sul-africano também induzem valores superiores ao RSA.

O regulamento canadiano (-26%) e a norma norte-americana (-25%) apresentam valores de esforço de flexão semelhantes e são as normas menos gravosas, seguidas do regulamento indiano (-23%) e da norma colombiana (-15%). A norma brasileira apresenta uma diferença de 7% do regulamento português. O submodelo de sobrecarga previsto no regulamento russo HK-80 provoca um momento positivo na laje ligeiramente inferior ao veículo tipo do RSA (-2%).

Na Figura 6.17 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos momentos fletores negativos mais desfavoráveis em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

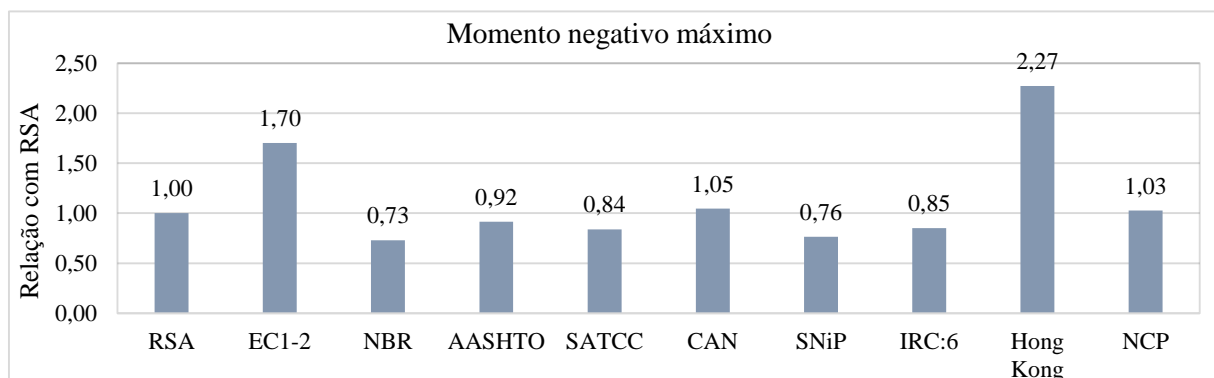


Figura 6.17 - Momentos fletores negativos máximos originados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 10,00 m de comprimento.

No momento negativo na laje constata-se, assim como para o momento fletor positivo, que os modelos de sobrecarga definidos no manual de Hong Kong (+127%) e na norma europeia (+70%) provocam os efeitos mais gravosos.

A norma brasileira (- 27%), o regulamento russo (-24%) e os regulamentos sul-africano (-16%) e o indiano (-15%) originam os valores de momentos negativos na laje menos desfavoráveis. Os restantes regulamentos apresentam um momento negativo máximo idêntico ao RSA, verificando-se uma diferença máxima de 8%.

### 6.2.2.2 COMPRIMENTO DE VÃO DE 15,00 M

#### 6.2.2.2.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.9 indicam-se os esforços máximos característicos de flexão obtidos em tabuleiros de pontes com 15,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.9 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 15,00 m de vão corrente na análise transversal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos             |                              |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|
|         |                              |                                 | $m^+_{\text{máx}}$<br>(kN.m) | $m^-_{\text{máx}}$<br>(kN.m) |
| 15,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 41,02                        | 16,00                        |
|         |                              | SCU + SCL                       | 19,35                        | 11,53                        |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 64,9                         | 26,73                        |
|         |                              | LM2                             | 7,75                         | 13,82                        |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 42,58                        | 10,87                        |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 33,95                        | 13,59                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 37,4                         | 14,08                        |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 27,25                        | 12,56                        |
|         |                              | NA (3)                          | 40,43                        | 13,69                        |
|         |                              | NB 36                           | 57,04                        | 16,21                        |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 37,51                        | 16,58                        |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 30,42                        | 9,07                         |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 34,89                        | 11,42                        |
|         |                              | HK-80                           | 41,36                        | 13,17                        |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 35,57                        | 11,35                        |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 32,21                        | 13,89                        |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 83,43                        | 35,71                        |
|         |                              | LM2                             | 7,75                         | 13,82                        |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 38,4                         | 15,21                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 42,29                        | 15,74                        |

Legenda:

$m^+_{\text{máx}}$  – Momento fletor positivo máximo;

$m^-_{\text{máx}}$  – Momento fletor negativo máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.2.2.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.18 exibem-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços positivos de flexão mais gravosos em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

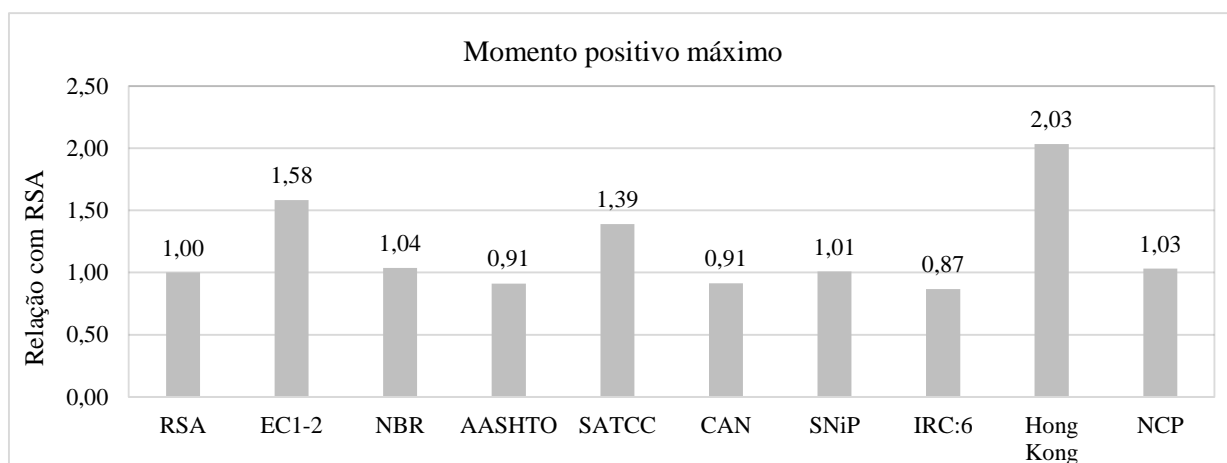


Figura 6.18 - Momentos fletores positivos máximos induzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 15,00 m de comprimento.

Novamente, o manual de Hong Kong (+103%) e a norma europeia (+58%) motivam os valores mais elevados, seguidos do regulamento sul-africano (+39%). Constata-se que, na generalidade, os diversos regulamentos aumentaram percentualmente em relação ao RSA. As normas brasileira, colombiana e o regulamento russo originam esforços de flexão positivos ligeiramente superiores aos do regulamento português.

O regulamento indiano é o que induz o esforço de flexão positivo na laje de menor valor. A norma norte-americana e o regulamento canadiano apresentam valores muito semelhantes entre si, mas inferiores ao RSA (-9%).



Na Figura 6.19 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos momentos fletores negativos mais prejudiciais em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

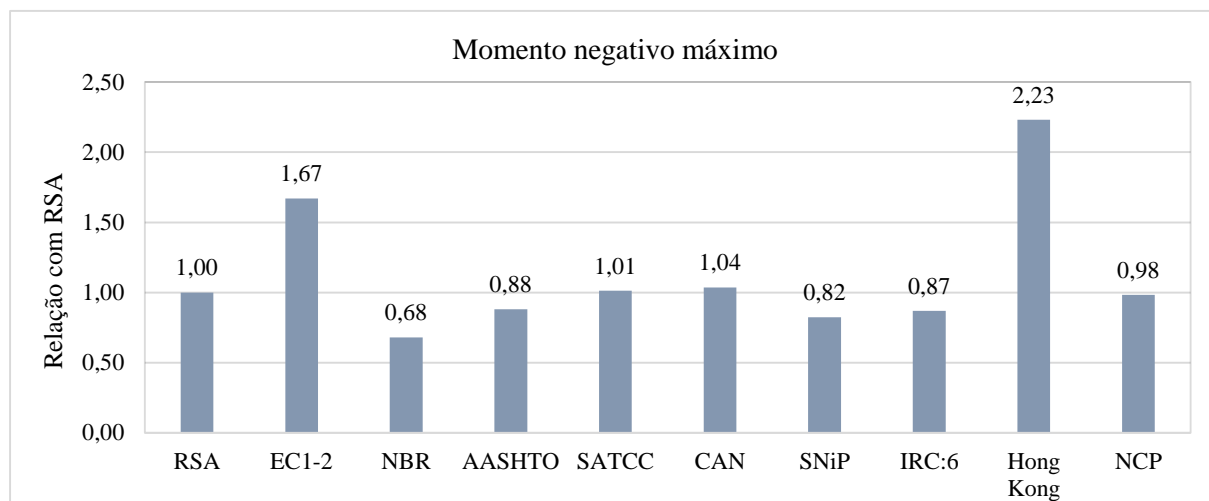


Figura 6.19 - Momentos fletores negativos máximos motivados pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 15,00 m de comprimento.

O manual de Hong Kong (+123%) e a norma europeia (+67%) continuam a serem os mais gravosos. Consta-se ainda que o esforço produzido pelo modelo de sobrecarga estabelecido no regulamento sul-africano é superior ao RSA. Contudo, o aumento do vão do tabuleiro provocou uma perda de preponderância percentual na maioria dos regulamentos estudados, com exceção ao regulamento sul-africano, ao regulamento russo ao regulamento indiano. O modelo de sobrecarga definido pela norma brasileira continua a ser o menos condicionante.

### 6.2.2.3 COMPRIMENTO DE VÃO DE 20,00 M

#### 6.2.2.3.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.10 exibem-se os esforços máximos característicos de flexão obtidos em tabuleiros de pontes com 20,00 m de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.10 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 20,00 m de vão corrente na análise transversal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos             |                              |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|
|         |                              |                                 | $m^+_{\text{máx}}$<br>(kN.m) | $m^-_{\text{máx}}$<br>(kN.m) |
| 20,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 42,00                        | 17,81                        |
|         |                              | SCU + SCL                       | 24,47                        | 11,37                        |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 69,58                        | 27,00                        |
|         |                              | LM2                             | 9,52                         | 17,25                        |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 46,71                        | 10,38                        |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 40,93                        | 14,01                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 42,32                        | 14,42                        |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 34,55                        | 13,17                        |
|         |                              | NA (3)                          | 40,04                        | 14,92                        |
|         |                              | NB 36                           | 68,31                        | 17,83                        |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 47,41                        | 16,42                        |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 39,63                        | 8,95                         |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 38,59                        | 12,34                        |
|         |                              | HK-80                           | 43,26                        | 14,57                        |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 38,04                        | 11,42                        |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 37,35                        | 13,97                        |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 89,67                        | 35,97                        |
|         |                              | LM2                             | 9,52                         | 17,25                        |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 46,40                        | 15,68                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 47,45                        | 16,18                        |

Legenda:

$m^+_{\text{máx}}$  – Momento fletor positivo máximo;

$m^-_{\text{máx}}$  – Momento fletor negativo máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.2.3.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.20 expõe-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços positivos de flexão mais condicionantes em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

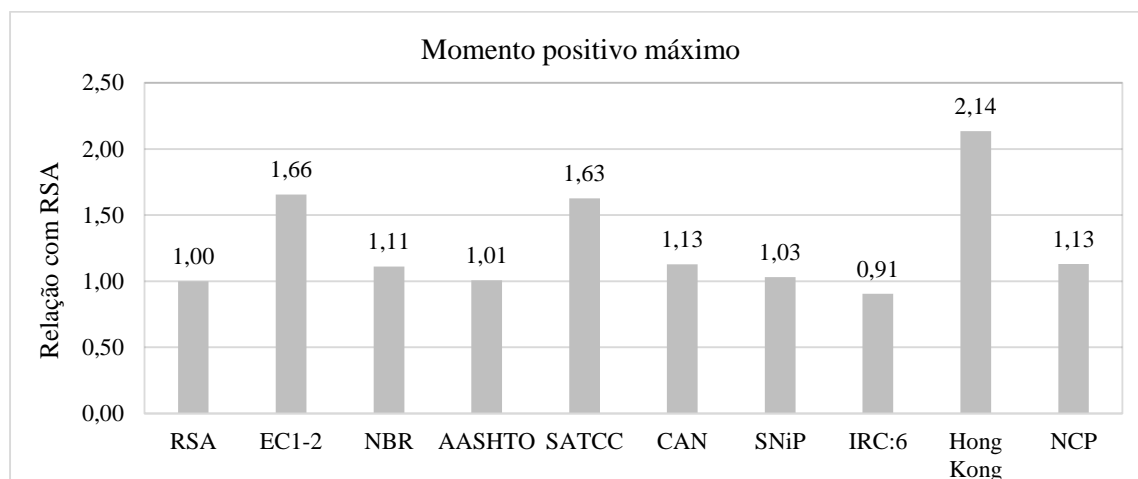


Figura 6.20 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 20,00 m de comprimento.

O aumento do vão provoca um aumento percentual em todos os regulamentos, comparativamente ao caso de estudo antecedente. O manual de Hong Kong (+114%) continua a ser o mais condicionante, seguido da norma europeia (+66%). Verifica-se que o modelo de sobrecargas concentradas NB36 definido no regulamento sul-africano aumentou percentualmente a sua influência, sendo apenas 3% inferior à norma europeia.

O regulamento indiano é o único com um valor de momento positivo inferior ao RSA (- 9%). A norma norte-americana e o regulamento russo exibem resultados idênticos aos do regulamento português.

Na Figura 6.21 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos momentos fletores negativos mais gravosos em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

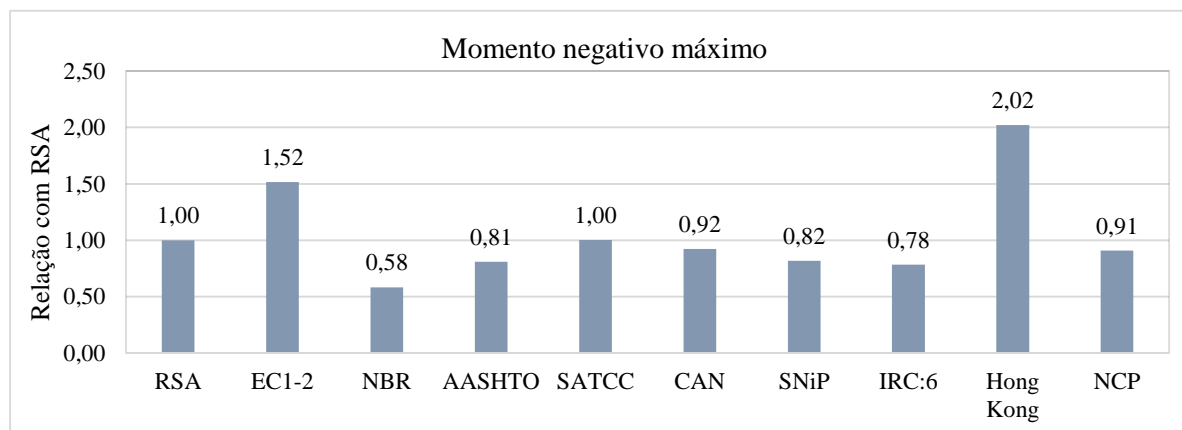


Figura 6.21 - Momentos fletores positivos máximos originados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 20,00 m de comprimento.

Para o momento negativo na laje, o aumento do vão, não originou alterações significativas em termos da sequência das normas. Porém constata-se uma redução percentual em todos os regulamentos no índice de relação com o RSA.

O modelo de sobrecarga previsto no manual de Hong Kong é o mais desfavorável, seguido da norma europeia e do regulamento sul-africano. Verifica-se ainda, inversamente ao caso de estudo anterior, que o momento negativo motivado pela norma canadiana é inferior ao do RSA. A norma brasileira produz os efeitos menos desfavoráveis.

#### 6.2.2.4 COMPRIMENTO DE VÃO DE 25,00 M

##### 6.2.2.4.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.11 exibem-se os esforços máximos característicos de flexão obtidos em tabuleiros de pontes com 25,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.11 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 25,00 m de vão corrente na análise transversal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos               |                                |
|---------|------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
|         |                              |                                 | $m^{+}_{\text{máx}}$<br>(kN.m) | $m^{-}_{\text{máx}}$<br>(kN.m) |
| 25,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 42,65                          | 19,78                          |
|         |                              | SCU + SCL                       | 27,42                          | 11,29                          |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 71,68                          | 26,83                          |
|         |                              | LM2                             | 11,42                          | 19,70                          |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 48,20                          | 10,02                          |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 43,24                          | 13,83                          |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 44,12                          | 14,39                          |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 38,05                          | 13,53                          |
|         |                              | NA (3)                          | 39,20                          | 16,45                          |
|         |                              | NB 36                           | 73,69                          | 19,79                          |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 52,95                          | 16,38                          |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 45,22                          | 8,93                           |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 40,76                          | 13,65                          |
|         |                              | HK-80                           | 44,32                          | 16,21                          |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 38,43                          | 11,71                          |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 38,32                          | 14,64                          |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 92,68                          | 35,55                          |
|         |                              | LM2                             | 11,42                          | 19,70                          |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 49,11                          | 15,46                          |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 50,11                          | 16,22                          |

Legenda:

$m_{\text{máx}}^+$  – Momento fletor positivo máximo;

$m_{\text{máx}}^-$  – Momento fletor negativo máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.2.4.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.22 expõe-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços positivos de flexão mais condicionantes em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

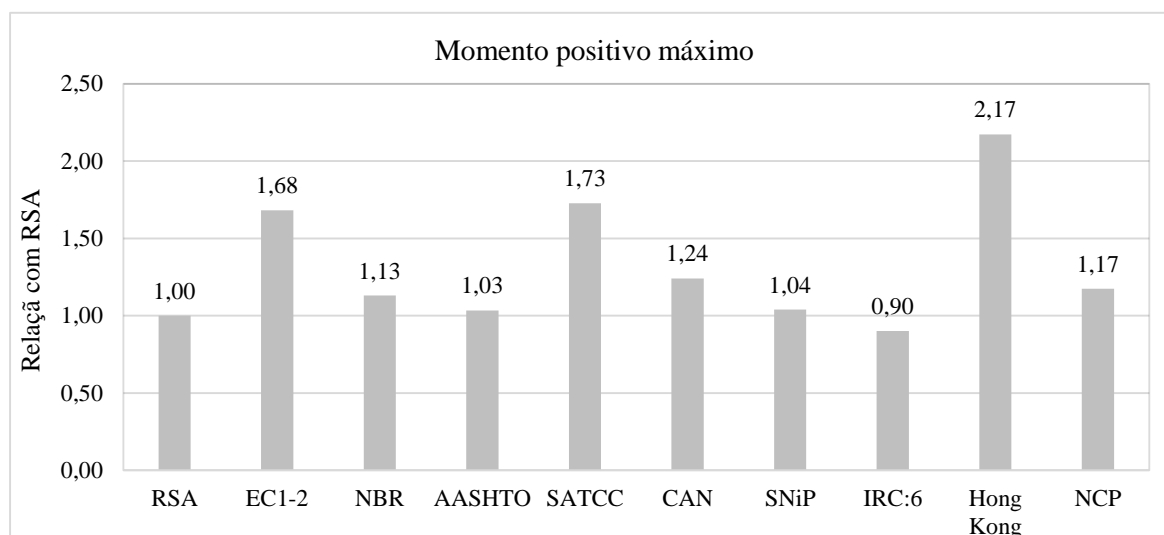


Figura 6.22 - Momentos fletores positivos máximos induzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 25,00 m de comprimento.

Os momentos positivos de maior valor são originados pelo manual de Hong Kong (+117%). A SATCC (+73%), ao invés do caso de estudo anterior, é a segunda norma mais condicionante, seguido da norma europeia (+68%). O regulamento indiano volta a ser o menos penalizante sendo o único com um índice de relação inferior ao RSA.

Na Figura 6.23 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos momentos fletores negativos mais desfavoráveis em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

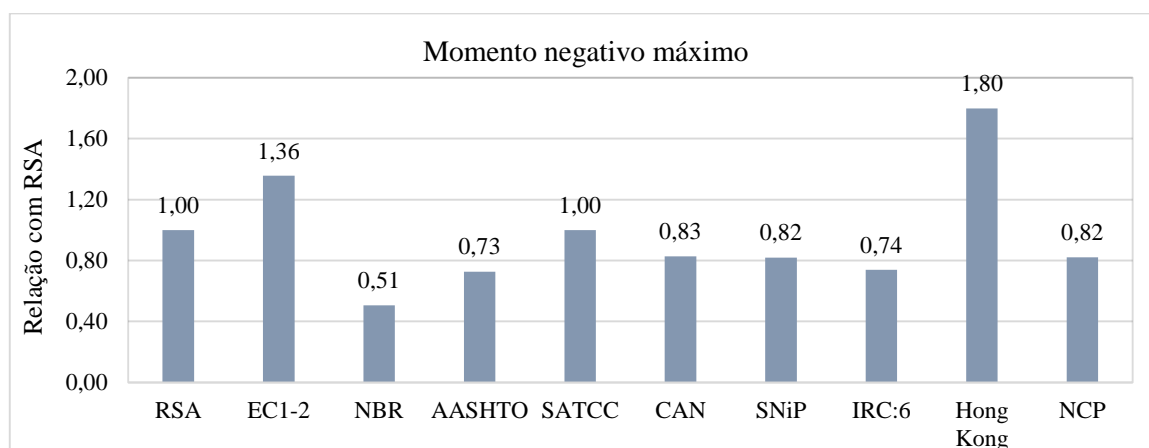


Figura 6.23 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 25,00 m de comprimento.

Para o momento negativo, neste caso de estudo, os modelos de sobrecarga definidos no manual de Hong e na norma europeia são novamente os mais condicionantes. Na generalidade, exceto o regulamento sul-africano, todos os regulamentos perdem influência, verificando-se apenas que a SATCC, o manual de Hong, a norma europeia e o regulamento russo produzem maiores esforços que o RSA. Deste modo, é correto concluir que com o aumento do vão o submodelo de sobrecarga mais condicionante no regulamento português (veículo tipo), para momentos negativos, ganha preponderância percentual face à maioria dos regulamentos estudados.

É importante salientar que o modelo de sobrecarga previsto pela norma brasileira continua a ser o menos gravoso.

## 6.2.2.5 COMPRIMENTO DE VÃO DE 30,00 M

### 6.2.2.5.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.12 constam os esforços máximos característicos de flexão obtidos em tabuleiros de pontes com 30,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.12 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 30,00 m de vão corrente na análise transversal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos             |                              |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|
|         |                              |                                 | $m^+_{\text{máx}}$<br>(kN.m) | $m^-_{\text{máx}}$<br>(kN.m) |
| 30,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 43,14                        | 20,88                        |
|         |                              | SCU + SCL                       | 28,96                        | 11,27                        |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 72,63                        | 26,83                        |
|         |                              | LM2                             | 13,48                        | 21,20                        |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 48,30                        | 9,70                         |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 44,56                        | 14,07                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 44,78                        | 13,76                        |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 39,13                        | 14,09                        |
|         |                              | NA (3)                          | 38,29                        | 17,48                        |
|         |                              | NB 36                           | 73,76                        | 21,07                        |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 54,76                        | 16,38                        |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 47,54                        | 8,93                         |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 41,60                        | 14,12                        |
|         |                              | HK-80                           | 44,95                        | 17,05                        |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 38,45                        | 12,11                        |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 39,52                        | 15,46                        |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 94,07                        | 35,77                        |
|         |                              | LM2                             | 13,48                        | 21,20                        |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 50,68                        | 15,61                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 50,96                        | 15,38                        |

Legenda:

$m^+_{\text{máx}}$  – Momento fletor positivo máximo;

$m^-_{\text{máx}}$  – Momento fletor negativo máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.2.5.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.24 expõe-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços positivos de flexão mais condicionantes em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

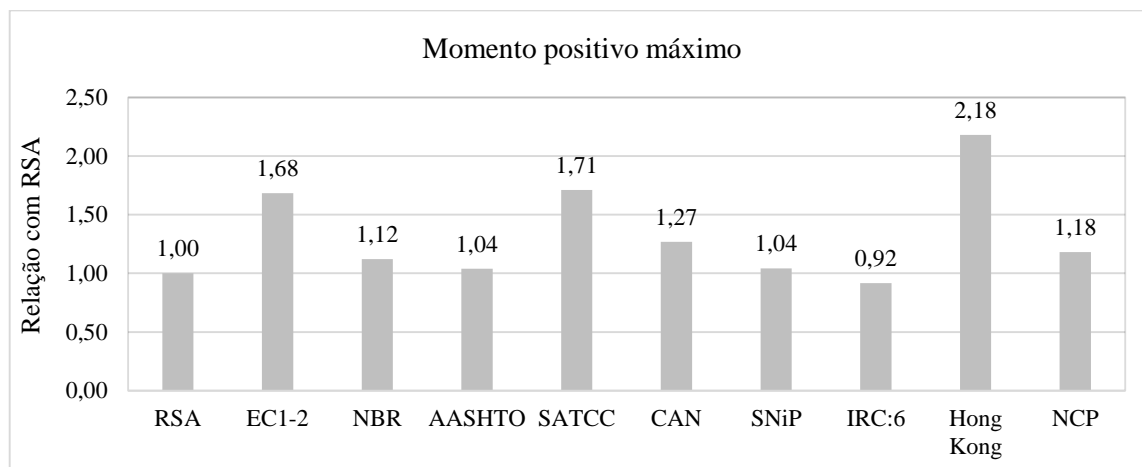


Figura 6.24 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 30,00 m de comprimento.

O manual de Hong Kong é, novamente, o mais gravoso, seguido do regulamento sul-africano (+71%), da norma europeia (+68%), o regulamento canadiano (+27%) e das normas colombiana (+18%) e brasileira (+12%).

Os modelos de sobrecarga da norma norte-americana e do regulamento russo induzem momentos positivos muito semelhantes e superiores ao RSA. O regulamento indiano continua a ser o menos penalizante face aos restantes regulamentos e produz um esforço inferior ao RSA (-8%).

Na Figura 6.25 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos momentos fletores negativos mais gravosos em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

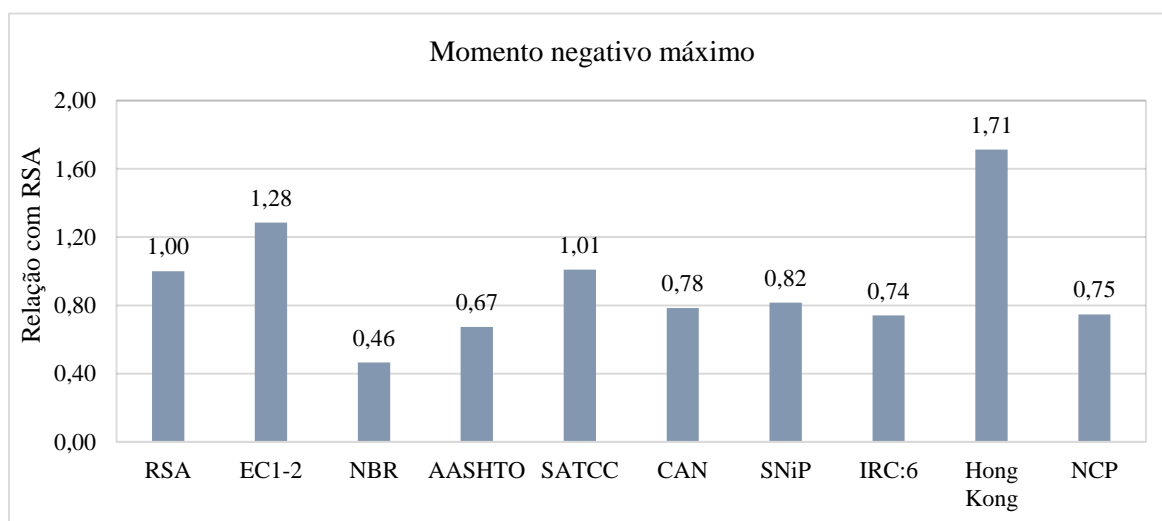


Figura 6.25 - Momentos fletores positivos máximos motivados pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 30,00 m de comprimento.



Para o momento negativo na laje o modelo de sobrecarga definido no manual de Hong Kong continua a ser o mais prejudicial (+71%), seguido da norma europeia (+28%). O regulamento sul-africano apresenta um esforço idêntico, mas superior (+1%), ao RSA.

Os restantes regulamentos apresentam momentos negativos inferiores ao RSA, sendo a norma brasileira, novamente, a menos desfavorável.

#### 6.2.2.6 COMPRIMENTO DE VÃO DE 35,00 M

##### 6.2.2.6.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.13 constam os esforços máximos característicos de flexão obtidos em tabuleiros de pontes com 35,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.13 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 35,00 m de vão corrente na análise transversal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos             |                              |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|
|         |                              |                                 | $m^+_{\text{máx}}$<br>(kN.m) | $m^-_{\text{máx}}$<br>(kN.m) |
| 35,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 43,45                        | 21,34                        |
|         |                              | SCU + SCL                       | 29,89                        | 11,28                        |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 73,09                        | 26,88                        |
|         |                              | LM2                             | 14,95                        | 21,98                        |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 47,57                        | 11,18                        |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 44,82                        | 13,57                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 44,91                        | 14,28                        |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 39,44                        | 14,52                        |
|         |                              | NA (3)                          | 37,28                        | 18,01                        |
|         |                              | NB 36                           | 73,84                        | 21,73                        |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 55,33                        | 16,38                        |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 48,70                        | 8,92                         |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 42,02                        | 14,22                        |
|         |                              | HK-80                           | 45,32                        | 17,55                        |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 38,53                        | 13,95                        |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 39,94                        | 18,59                        |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 94,72                        | 35,76                        |
|         |                              | LM2                             | 14,95                        | 21,98                        |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 51,03                        | 15,17                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 51,15                        | 15,94                        |

Legenda:

$m^+_{\text{máx}}$  – Momento fletor positivo máximo;

$m^-_{\text{máx}}$  – Momento fletor negativo máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.2.6.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.26 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços positivos de flexão mais condicionantes em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

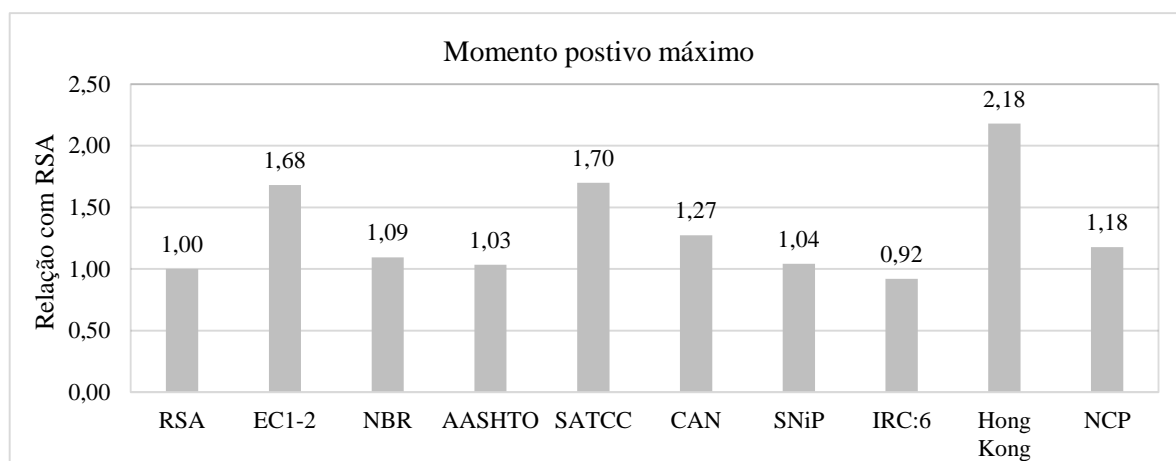


Figura 6.26 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 35,00 m de comprimento.

Comparativamente ao caso de estudo anterior, verifica-se ligeiras diferenças percentuais em todos os regulamentos, mantendo-se a mesma sequência de normas mais condicionantes.

O manual de Hong (+118%) continua a ser o mais gravoso, seguido do regulamento sul-africano (+70%) e da norma europeia (+68%). O modelo de sobrecarga constituído por dois veículos tipos da classe A definidos no regulamento indiano volta a ser o menos condicionante e o único onde se constata um momento positivo na laje inferior ao regulamento português.

Na Figura 6.27 exibe-se, sob a forma gráfica, a relação dos momentos fletores negativos mais condicionantes em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

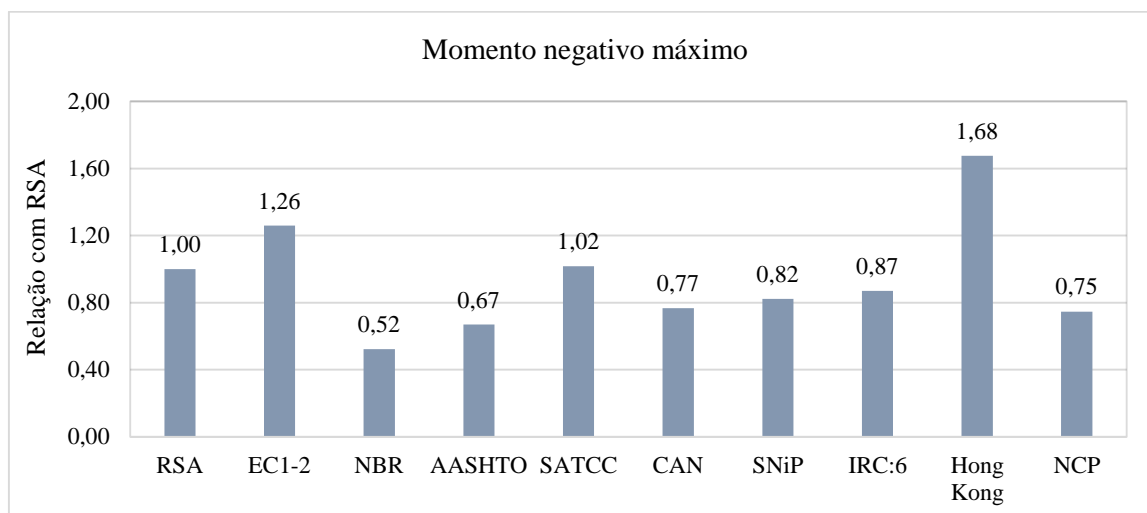


Figura 6.27 - Momentos fletores positivos máximos induzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 35,00 m de comprimento.

Para os momentos negativos máximos obtidos na laje constata-se que o regulamento indiano é mais penalizante que o regulamento canadiano e que a norma colombiana, situação que não se verifica anteriormente. O manual de Hong Kong é, novamente, o mais desfavorável, seguido da norma europeia. Com o aumento do vão, com exceção aos regulamentos sul-africano e indiano e à norma brasileira, o veículo tipo definido no RSA aumenta de preponderância percentual, verificando-se um decréscimo percentual na maioria dos regulamentos em estudo. A norma brasileira volta a ser a menos gravosa.

#### 6.2.2.7 COMPRIMENTO DE VÃO DE 40,00 M

##### 6.2.2.7.1 Apresentação de resultados

No Quadro 6.14 apresentam-se os esforços máximos característicos de flexão obtidos em tabuleiros de pontes com 40,00 metros de vão, para os dez regulamentos considerados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária de cada regulamento.

Quadro 6.14 - Esforços máximos obtidos em tabuleiro de pontes com 40,00 m de vão corrente na análise transversal.

| Vão     | Regulamento / Norma / Manual | Modelo de sobrecarga rodoviária | Esforços obtidos             |                              |
|---------|------------------------------|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|
|         |                              |                                 | $m^+_{\text{máx}}$<br>(kN.m) | $m^-_{\text{máx}}$<br>(kN.m) |
| 40,00 m | RSA<br>(Português)           | VT                              | 43,65                        | 21,78                        |
|         |                              | SCU + SCL                       | 30,41                        | 11,26                        |
|         | EC1-2<br>(Europeu)           | LM1                             | 75,49                        | 33,13                        |
|         |                              | LM2                             | 17,33                        | 27,11                        |
|         | NBR<br>(Brasileiro)          | VT + SCU                        | 46,41                        | 12,98                        |
|         | AASHTO<br>(Norte-Americano)  | 2 HS20-44 + SCU                 | 44,82                        | 13,49                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 45,02                        | 14,34                        |
|         | SATCC<br>(Sul-Africano)      | NA (1) + NA (2)                 | 39,86                        | 14,87                        |
|         |                              | NA (3)                          | 37,38                        | 18,31                        |
|         |                              | NB 36                           | 74,06                        | 22,26                        |
|         | CAN/CSA<br>(Canadiano)       | CL-W Camião                     | 55,51                        | 16,36                        |
|         |                              | CL-W Carga de Via               | 49,29                        | 8,91                         |
|         | SNiP<br>(Russo)              | AK (2 Bogie + SCU)              | 42,61                        | 14,12                        |
|         |                              | HK-80                           | 45,53                        | 17,83                        |
|         | IRC:6<br>(Indiano)           | Tracked Vehicle (Classe 70 R)   | 38,63                        | 16,16                        |
|         |                              | 2 VT (Classe A)                 | 40,49                        | 21,51                        |
|         | Hong Kong                    | LM1                             | 95,03                        | 40,09                        |
|         |                              | LM2                             | 17,33                        | 27,11                        |
|         | NCP<br>(Colombiano)          | 2 HS20-44 + SCU                 | 51,05                        | 15,08                        |
|         |                              | 2 H20-44 + SCU                  | 51,18                        | 16,01                        |

Legenda:

$m^+_{\text{máx}}$  – Momento fletor positivo máximo;

$m^-_{\text{máx}}$  – Momento fletor negativo máximo;

VT – Veículo tipo;

SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída;

SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

#### 6.2.2.7.2 Análise e comparação de resultados

Na Figura 6.28 ostenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos esforços positivos de flexão mais desfavoráveis em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

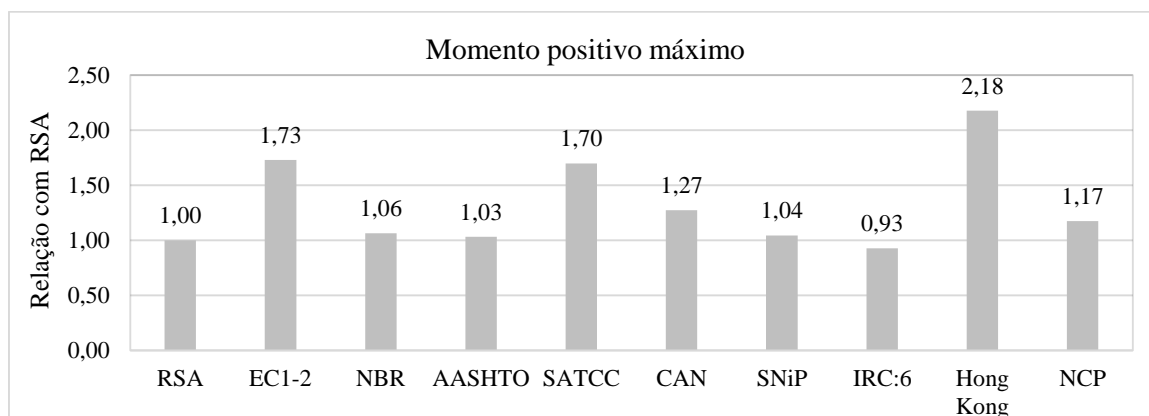


Figura 6.28 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos diversos regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 40,00 m de comprimento.

Para o momento positivo na laje, o manual de Hong Kong continua a ser o mais desfavorável (+118%), seguido da norma europeia e do regulamento sul-africano. Contudo, a relação entre os esforços das diferentes normas não apresentou muitas diferenças. O regulamento indiano continua a ser o menos prejudicial.

Na Figura 6.29 apresenta-se, sob a forma gráfica, a relação dos momentos fletores negativos mais gravosos em cada regulamento, tomando como base de referência o RSA.

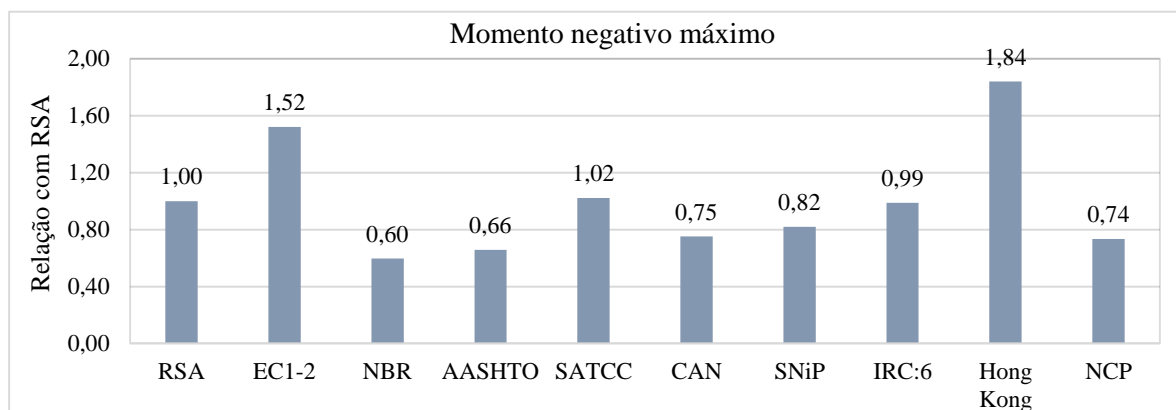


Figura 6.29 - Momentos fletores positivos máximos produzidos pelos modelos de sobrecarga dos vários regulamentos na análise transversal, em tabuleiros de pontes com 40,00 m de comprimento.

Relativamente ao momento negativo na laje, o manual de Hong Kong é o mais desfavorável, seguido do manual de Hong Kong. O modelo de sobrecarga estabelecido na norma brasileira continua a ser o menos condicionante.

## 6.3 INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DE VÃO

### 6.3.1 GENERALIDADES

Na sequência das secções anteriores, em que foram apresentados os resultados dos esforços obtidos para os diferentes vãos, efetua-se uma análise à influência do vão nos efeitos produzidos pelos modelos de sobrecarga rodoviária e também se avalia a gama de vãos que condiciona cada um dos submodelos regulamentos que preveem mais do que uma hipótese de carga, para as análises longitudinal e transversal.

### 6.3.2 ANÁLISE LONGITUDINAL

Os resultados obtidos permitiram concluir que o vão tem uma influência óbvia. Todavia, são os modelos definidos por cada regulamento, aliados à variação do vão, que provocam maior ou menor influência nos esforços originados. O tipo de cargas previstas em cada regulamento, assim como a respetiva intensidade, influenciam evidentemente os esforços obtidos. Em modelos constituídos por cargas distribuídas e de elevada intensidade, a influência do comprimento do vão é mais acentuada do que modelos constituídos apenas por cargas concentradas (veículos tipo). Por esta razão, é relevante avaliar as disparidades e propensões entre os valores obtidos por cada submodelo dos regulamentos que estabelecem mais do que uma hipótese de carga.

No regulamento português, constatou-se que o momento fletor induzido pelo submodelo SCU+SCL previsto no RSA para tabuleiros com vãos iguais a 35 metros e 40 metros é superior ao provocado pelo submodelo designado Veículo Tipo. Em termos de esforços transversos, o submodelo SCU+SCL é condicionante apenas para o um vão de 40 metros. A Figura 6.30 apresenta o rácio entre os valores dos esforços induzidos pelos dois submodelos definidos no RSA.

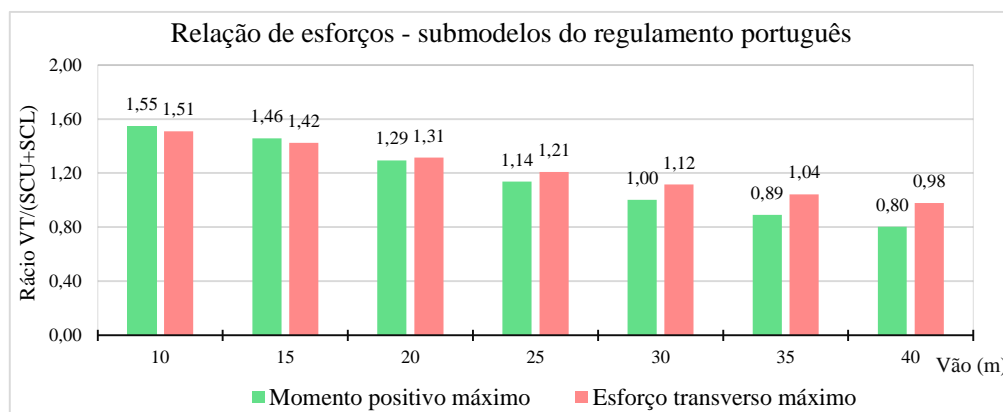


Figura 6.30 – Rácio entre os valores dos esforços originados na análise longitudinal pelos submodelos Veículo Tipo e SCU+SCL do RSA.

O rácio de esforços entre os dois submodelos estabelecidos no RSA presente na Figura 6.30 demonstra que o aumento do vão influencia a diferença entre o valor dos esforços provocados por cada um dos submodelos. Note-se que com o aumento do vão o submodelo SCU+SCL aumenta de preponderância face ao submodelo Veículo Tipo. Para momentos fletores positivos e para vãos iguais ou inferiores a 30 metros é o submodelo Veículo Tipo o mais condicionante. Para vãos superiores a 30 metros é o submodelo SCU+SCL é o caso de carga mais gravoso.

No que concerne aos esforços transversos também se verifica a tendência, ou seja, com o aumento do vão o esforço gerado pelo submodelo SCU+SCL aproxima-se do esforço produzido pelo submodelo veículo tipo. Para vãos iguais ou superiores a 40 metros prevê-se que o caso de carga condicionante seja o submodelo SCU+SCL. Para vãos inferiores a 40 metros o submodelo Veículo Tipo induz os esforços transversos mais penalizantes nos tabuleiros de pontes.

Analisando a norma norte-americana, verifica-se que em termos de momentos fletores, o submodelo 1 (HS20-44 + SCU) demonstrou ser o mais desfavorável para vãos iguais ou superiores a 20 metros. Para um vão de 15 metros ou inferior, é o submodelo 2 (H20-44 + SCU) o mais condicionante.

Em termos de esforços transversos, o submodelo 1 é mais gravoso do que o submodelo 2 para vãos iguais ou superiores a 15 metros. A Figura 6.31 ostenta o rácio entre os valores produzidos pelos dois submodelos estabelecidos na norma norte norte-americana.

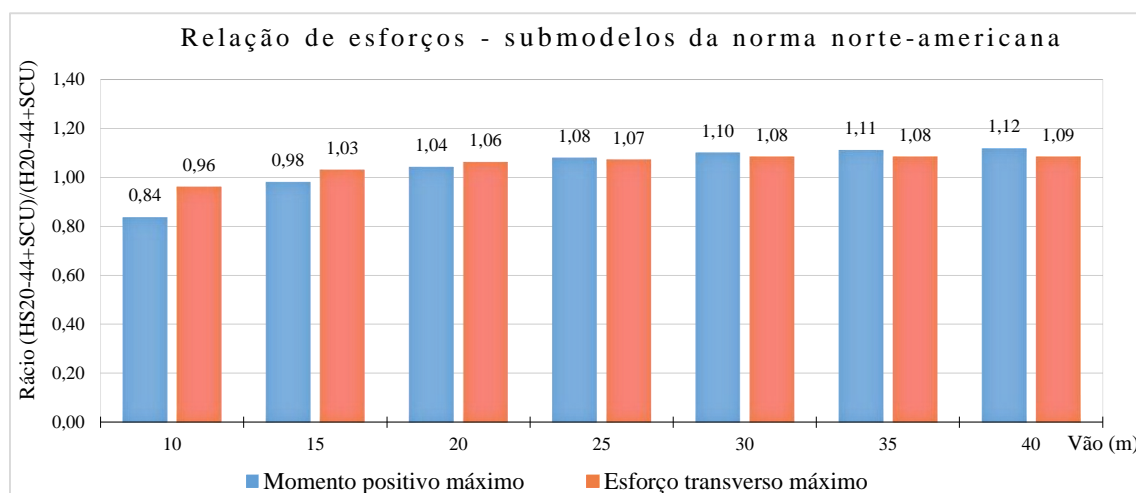


Figura 6.31 – Rácio entre os valores dos esforços gerados na análise longitudinal pelos submodelos 1 e 2 da norma AASHTO.

Na análise aos momentos fletores e aos esforços transversos verifica-se um aumento no valor do rácio entre submodelos com o aumento do vão. Porém, para esforços transversos, observa-se um aumento muito pouco acentuado para vãos superiores a 15 metros, não sendo claro que o submodelo 1 seja o caso de carga mais condicionante para vãos superiores a 40 metros, pois a diferença entre os dois submodelos

aproxima-se de valores constantes. Relativamente aos momentos fletores, nota-se que os valores dos rácios entre submodelos aumenta de forma menos destacada para vãos entre 25 e 40 metros do que para vãos inferiores a 20 metros.

É importante frisar que a norma colombiana, baseada na norte-americana, apesar de estabelecer as intensidades de cargas dos modelos superiores à norte-americana, o rácio dos efeitos induzidos pelos dois submodelos de sobrecarga é semelhante à norma AASHTO.

Dos três modelos de sobrecarga rodoviária definidos no regulamento sul-africano, destacam-se, para a análise longitudinal, os modelos NA (1) + NA (2) e o NB36. Por conseguinte, apresenta-se na Figura 6.32 o rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos dois submodelos do regulamento sul-africano.

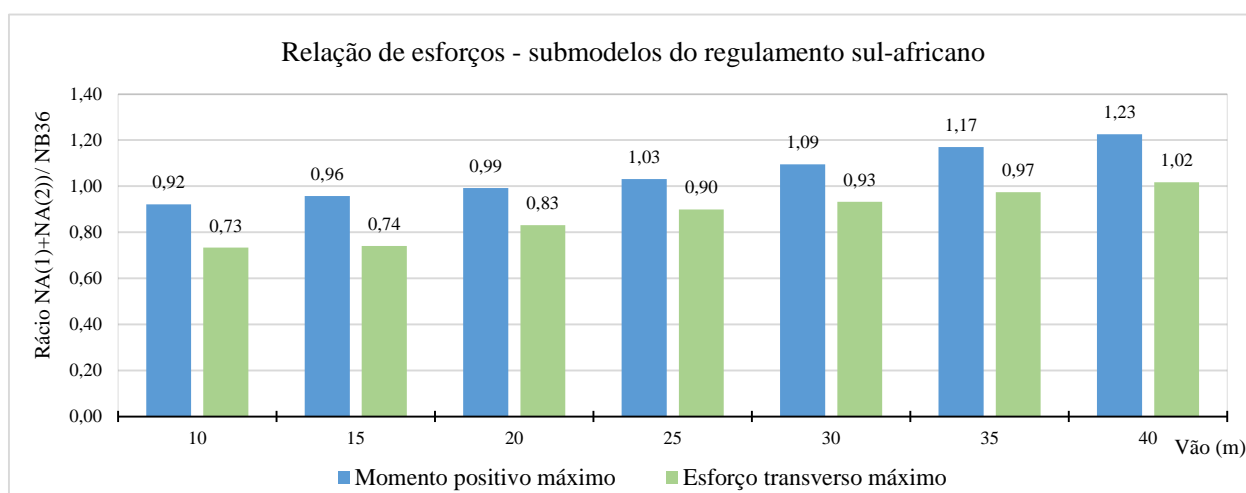


Figura 6.32 - Rácio entre os valores dos esforços obtidos na análise longitudinal pela aplicação dos submodelos NA (1) + NA (2) e NB36 do regulamento SATCC.

Os valores dos rácios presentes na Figura 6.32 demonstram que o aumento do vão acentua a diferença entre o valor dos esforços obtidos por cada um dos submodelos. Para os momentos fletores constata-se que o submodelo de cargas concentradas, designado NB36, previsto no regulamento sul-africano é condicionante até a um vão de 20 metros (inclusive) passando o submodelo de cargas distribuídas (NA (1) + NA (2)) a ser desfavorável a partir desse comprimento. Em termos de esforços transversos, o submodelo de cargas distribuídas é penalizante para vãos entre 10 e 35 metros. Para vãos iguais ou superiores a 40 metros é o submodelo NB36 que provoca os esforços transversos mais gravosos.

Continuamente, efetua-se a análise dos resultados obtidos pelos submodelos da norma canadiana. Verificou-se que para a gama de vãos analisados, o submodelo 1 é o mais desfavorável. Tal como para os regulamentos antecedentes, apresentam-se na Figura 6.33 os rácios entre os valores dos esforços provocados pelos submodelos 1 (CL-W Camião) e 2 (CL-W Carga de via) estabelecidos nessa norma.



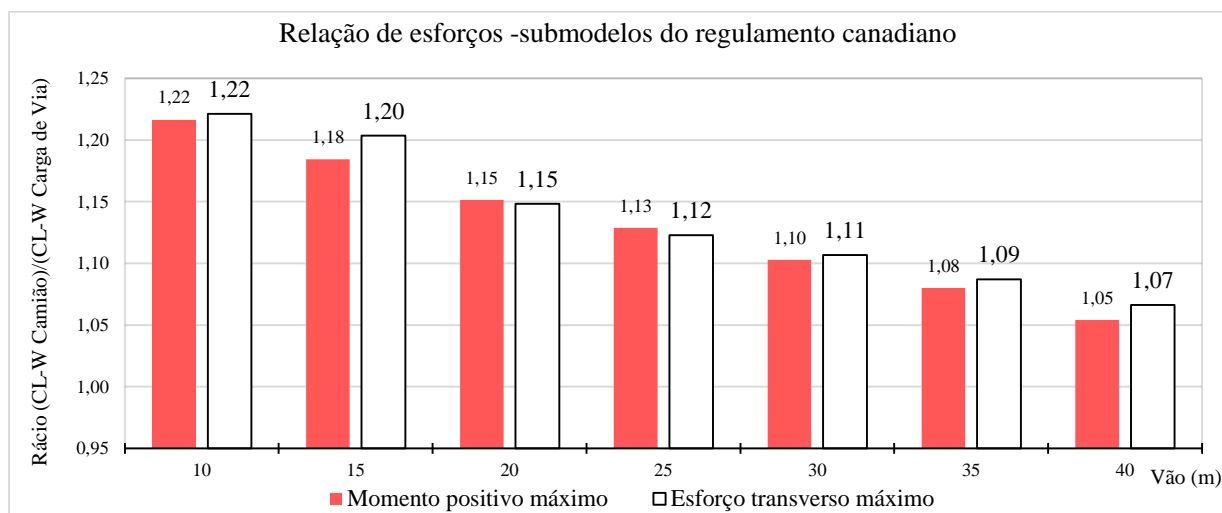


Figura 6.33 - Rácio entre os valores dos esforços gerados na análise longitudinal pelos submodelos 1 e 2 da norma CAN/CSA.

Observando a propensão dos valores presentes na Figura 6.33 constata-se uma perda de preponderância nos esforços induzidos pelo submodelo CL-W Camião, face ao submodelo CL-W Carga de Via. Em termos de momentos fletores, e tendo em conta a tendência dos valores dos rácios, prevê-se que para vãos superiores a 50 metros, seja o submodelo 2 o mais penalizante. Relativamente a esforços transversos, presume-se que para vãos superiores a 60 metros o submodelo 2 seja mais gravoso que o submodelo 1.

No regulamento russo, verifica-se que o submodelo HK-80 é o mais condicionante, tanto para esforços transversos como para esforços de flexão, em todos os casos de estudo. Na Figura 6.34 apresentam-se os valores dos rácios de esforços entre os dois submodelos definidos nessa norma.

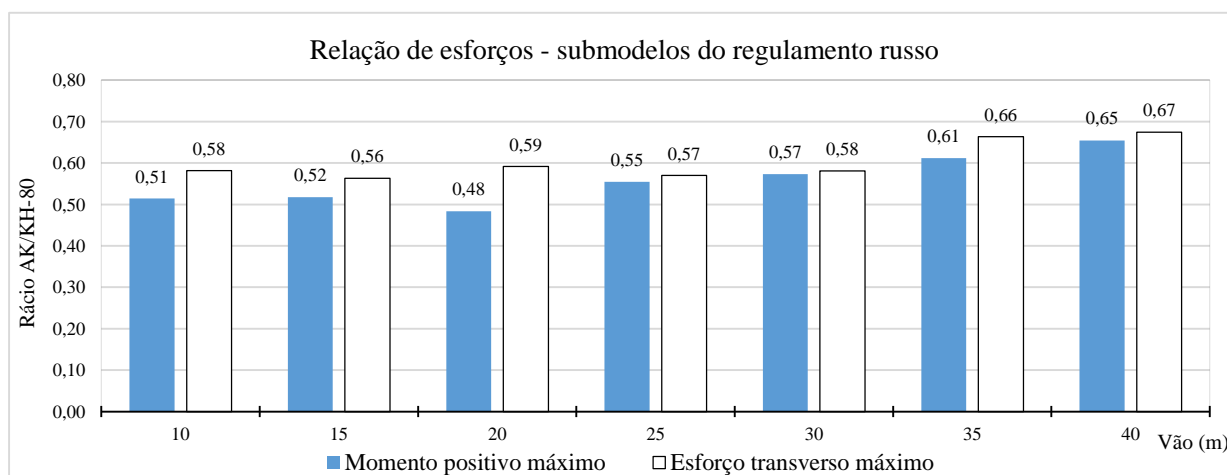


Figura 6.34 - Rácio entre os valores dos esforços provocados pelos submodelos AK e HK-80 da norma SNiP, na análise longitudinal.

Apesar do submodelo HK-80 induzir esforços mais desfavoráveis para os vãos analisados, a tendência da proporção dos efeitos produzidos pelos dois submodelos permite concluir que para grandes vãos o submodelo AK seja o mais penalizante, isto é, o aumento do vão diminui a preponderância do modelo AK relativamente ao submodelo HK-80.

Resta apenas analisar os efeitos induzidos pelos submodelos de sobrecarga 1 (*Tracked Vehicle* - Classe 70R) e 2 (VT - Classe A) do regulamento indiano. A Figura 6.35 apresenta o rácio entre os valores dos efeitos produzidos pelos dois submodelos estabelecidos no regulamento indiano

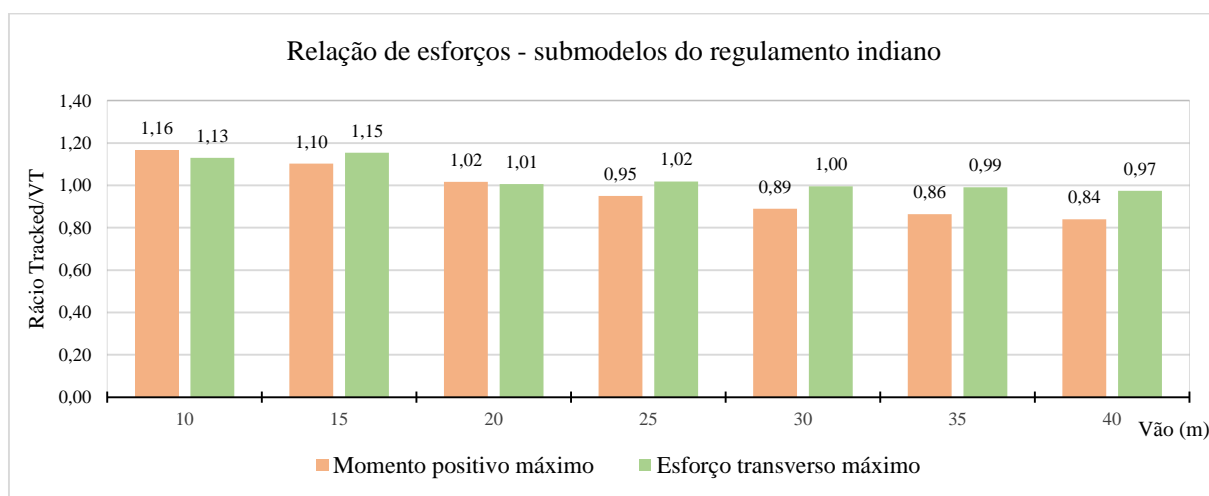


Figura 6.35 - Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos 1 e 2 da norma IRC:6, na análise longitudinal.

Analisando a tendência dos valores constata-se o que os valores dos rácios diminuem com o aumento do vão, o que permite concluir que o submodelo 2 aumenta de preponderância em relação ao submodelo 1. Em relação aos momentos fletores, o submodelo 1 é condicionante até a um vão de 20 metros (inclusive) passado o submodelo 2 a ser condicionante a partir desse comprimento.

Em termos de esforços transversos, é de notar que o submodelo 1 é penalizante até a um vão de 25 metros. Para 30 metros e analisando os dados até à terceira casa decimal observa-se que o valor do rácio é igual a 0,995. Consequentemente conclui-se que para vãos iguais ou superiores a 30 metros o submodelo 2 é mais gravoso que o submodelo 1.

Com o objetivo de clarificar a relação dos esforços, apresentam-se na Figura 6.36 e Figura 6.37, sob a forma gráfica, os desenvolvimentos dos esforços de flexão e transversos, respetivamente, para os vários submodelos de sobrecarga rodoviária estabelecidos nos diversos regulamentos em função do vão.

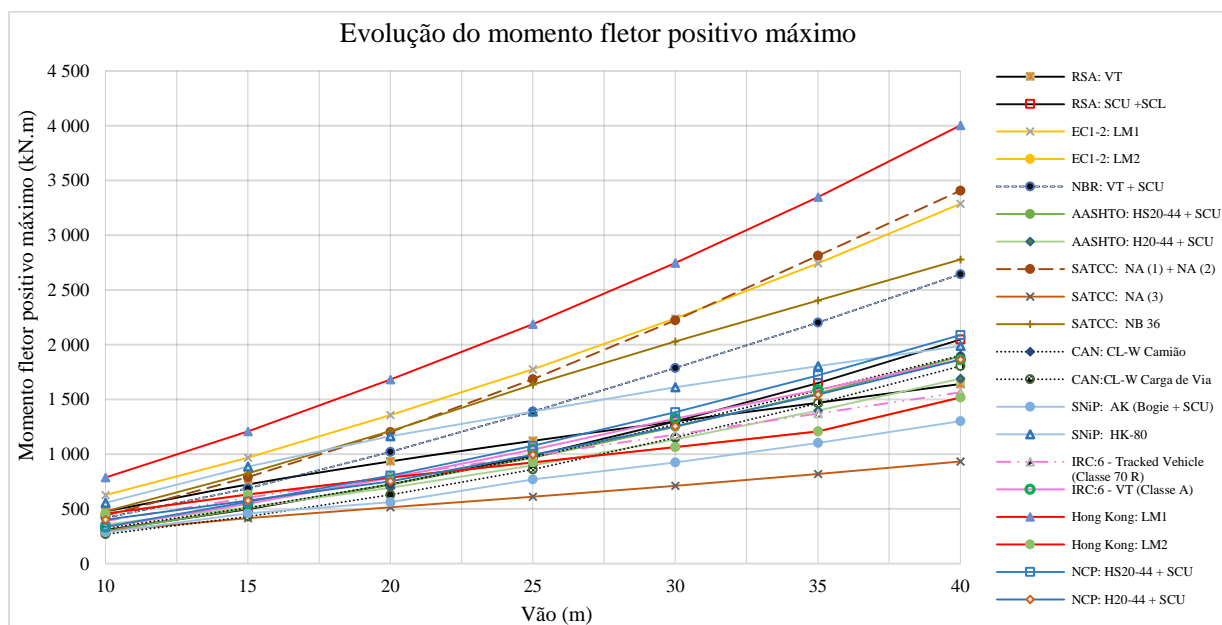


Figura 6.36 – Desenvolvimento dos momentos fletores positivos máximos provocados pelos vários submodelos de sobrecarga rodoviária, em função do vão do tabuleiro, para a análise longitudinal.

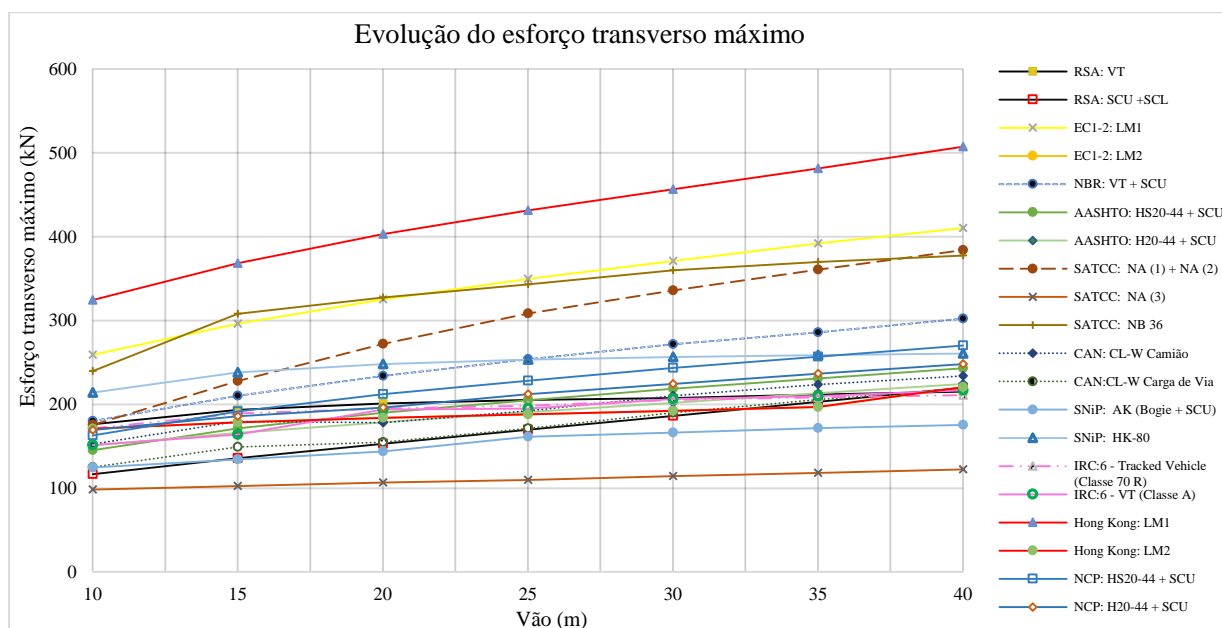


Figura 6.37 – Evolução do esforço transversal máximo induzido pelos diversos submodelos de sobrecarga rodoviária, em função do vão do tabuleiro, para a análise longitudinal.

A Figura 6.36 e a Figura 6.37 permitem concluir, e tal como já foi referido, que o manual de Hong Kong é o que apresenta os esforços mais elevados para todas as situações estudadas.

Em termos de esforços de flexão, o submodelo LM1 da norma europeia revela ser o segundo mais penalizante até um vão de 30 metros passando a ser o submodelo NA (1) + NA (2) do regulamento sul-

africano a ser o segundo mais desfavorável. O RSA induz sempre esforços de flexão superiores às normas norte-americana e canadiana. Na generalidade dos casos analisados, a norma norte-americana e a norma canadiana revelam ser as menos condicionantes. Consta-se que apenas para vãos entre 10 e 15 metros a norma norte-americana é mais gravosa que o regulamento canadiano. Este facto é surpreendente, visto que a norma AASHTO é uma norma de referência mundial. Para vãos iguais ou superiores a 40 metros, tendo em conta a tendência dos valores dos esforços de flexão, o regulamento indiano indica ser a menos gravoso.

No que concerne aos esforços transversos, observa-se uma perda de preponderância do submodelo N36 do regulamento sul-africano face à norma europeia. Para vãos superiores a 25 metros (inclusive) a norma europeia é a segunda mais condicionante. O RSA gera esforços transversos superiores ao regulamento canadiano e à norma norte-americana para vãos compreendidos entre os 10 e 25 metros. O regulamento apresenta um esforço transversal sempre inferior ao RSA.

Os resultados da análise longitudinal comprovam que o vão de uma ponte tem uma influência óbvia nos esforços induzidos pelo tráfego rodoviário. Os modelos propostos nos diversos regulamentos de sobrecargas rodoviárias podem fazer com que o vão tenha maior ou menor influência no valor dos esforços.

Nos regulamentos que estabelecem mais do que uma hipótese de carregamento, os esforços originados pelos modelos que apresentam maiores intensidades de cargas distribuídas (regulamento português, norma europeia, norma brasileira e manual de Hong Kong) tendem a ser mais condicionantes, com o aumento do vão, do que os modelos constituídos por cargas concentradas (veículos tipo), com maior evidência nos momentos fletores do que no esforço transversal visto as equações de esforços máximos em função do vão serem polinómios do segundo e primeiro grau respetivamente.

### 6.3.3 ANÁLISE TRANSVERSAL

Após a análise da influência do vão nos esforços obtidos para a direção longitudinal, procede-se nesta secção ao estudo dos efeitos da variação do vão nos esforços provocados pelos diferentes sistemas de cargas na direção transversal. Deste modo, são avaliados os vãos dos tabuleiros de pontes que condicionam cada um dos submodelos estabelecidos nos regulamentos que definem mais do que uma hipótese de carga.

Em termos de regulamentação nacional (RSA) e para os vãos abordados, o submodelo constituído por cargas concentradas (veículo tipo) constitui sempre a situação condicionante para momentos fletores positivos e negativos. A Figura 6.38 apresenta o rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos dois submodelos previstos no regulamento português.

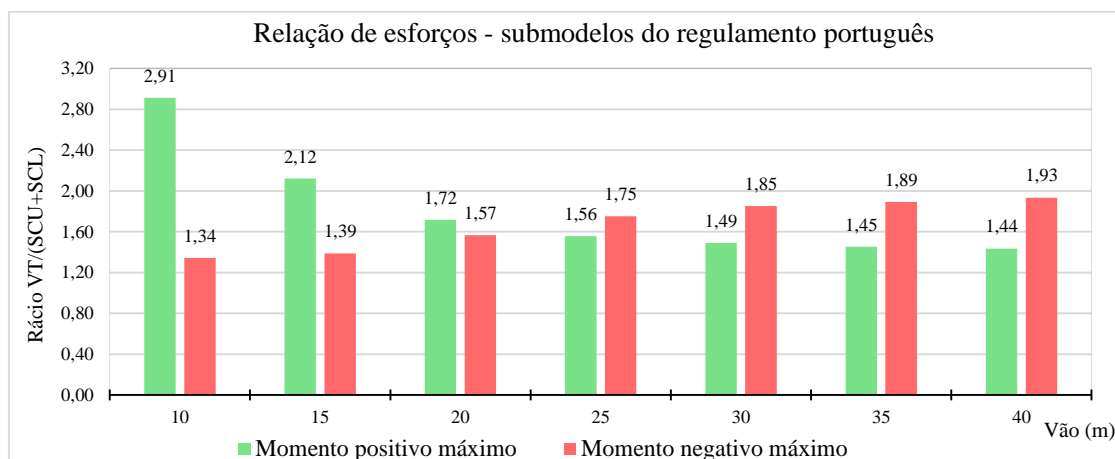


Figura 6.38 - Rácio entre os valores dos esforços provocados pelos submodelos VT e SCU + SCL do RSA, na análise transversal.

Os valores presentes na Figura 6.38 indicam que o aumento do vão acentua a diferença entre o valor dos esforços produzidos por cada um dos submodelos. Porém a tendência dos valores é diferente para momentos fletores positivos e negativos. Relativamente a momentos fletores positivos observa-se que o aumento do vão induz uma perda de preponderância no submodelo Veículo Tipo em relação ao submodelo constituído por cargas distribuídas. Tal tendência permite afirmar que para vãos muito superiores aos estudados, o submodelo SCU+SCL será o mais condicionante. Para momentos fletores negativos constata-se uma situação distinta, ou seja, com o aumento do vão, o submodelo de cargas concentradas estabelecido no RSA torna-se mais penalizante que o submodelo SCU + SCL.

Analisando a norte-americana constatou-se que, na generalidade dos casos analisados, o submodelo 2 (H20-44 + SCU) é mais desfavorável que o submodelo 1 (HS20-44 + SCU). Na Figura 6.39 exibem-se os rácios entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos 1 e 2 da norma norte-americana.

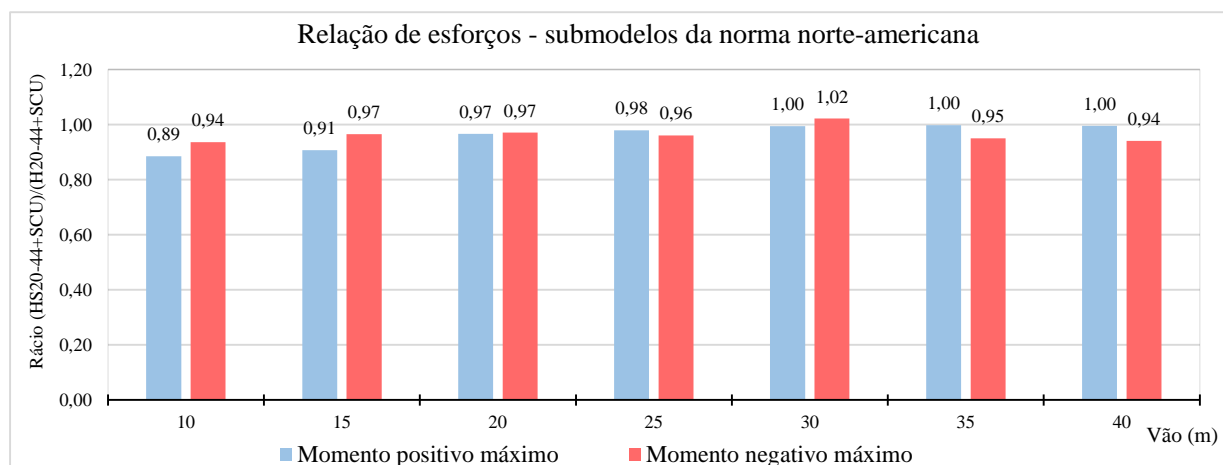


Figura 6.39 - Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos 1 e 2 da norma AASHTO, na análise transversal.

Observando os valores dos rácios presentes na Figura 6.39 verifica-se, relativamente a momentos fletores positivos, um aumento no valor do rácio entre submodelos. Analisando os dados até à terceira casa decimal constata-se que o valor do rácio toma o valor de 0,995 para um vão de 30 metros e atinge um máximo de 0,999 para um vão de 40 metros. Por conseguinte, a tendência de valores permite afirmar que para vãos superiores a 40 metros, o submodelo 2 é mais penalizante que o submodelo 1.

No que concerne aos momentos fletores negativos, verifica-se que apenas para um vão de 30 metros é que o submodelo 2 é o mais desfavorável. Porém, a tendência de valores não permite concluir se o submodelo 2 é o caso de carga condicionante para vãos superiores a 40 metros.

No regulamento sul-africano, para a análise transversal, verifica-se que para vãos inferiores a 30 metros o submodelo 2 (NA(3)) é mais penalizante que o submodelo 1 (NA(1) + NA(2)). Contudo o submodelo 3 (NB36) é o mais condicionante na maioria das situações. Na Figura 6.40 e Figura 6.41 apresentam-se, respetivamente os valores dos rácios entre os submodelos 1 e 3, e entre os submodelos 2 e 3.

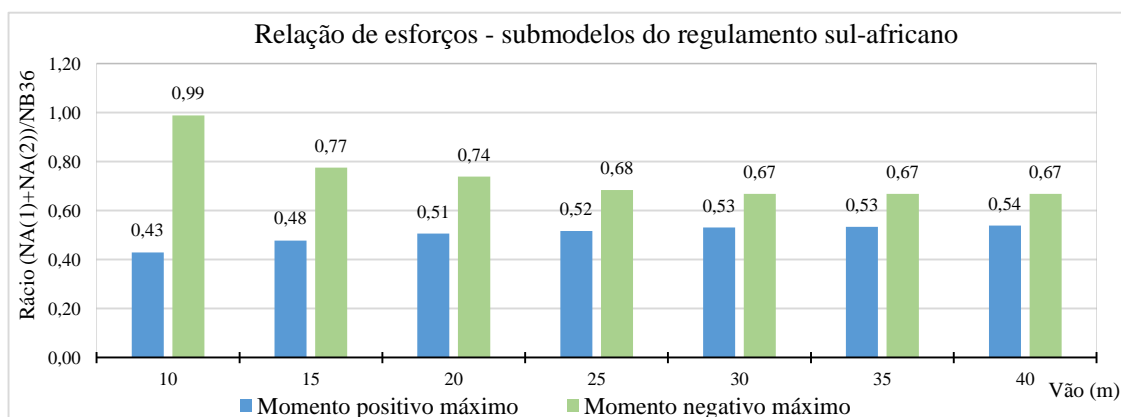


Figura 6.40 - Rácio entre os valores dos esforços gerados na análise transversal pelos submodelos 1 e 3 do regulamento SATCC.

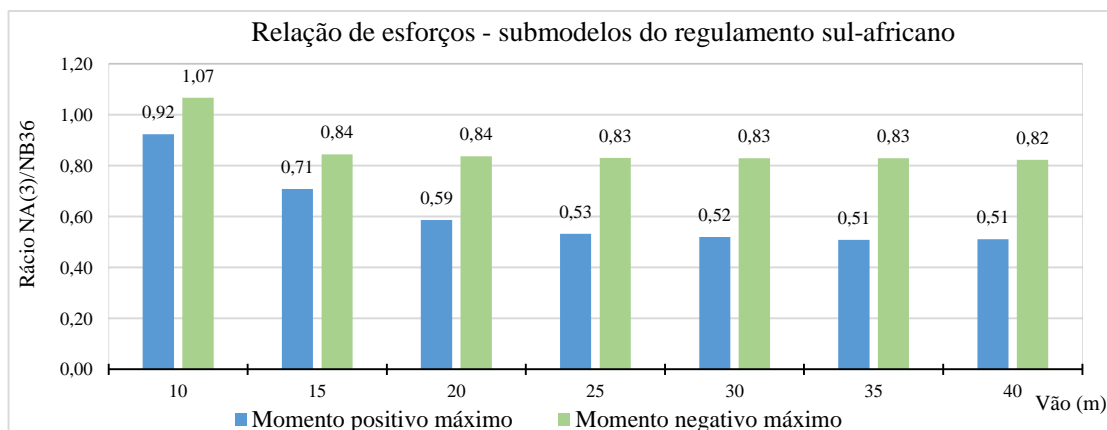


Figura 6.41 - Rácio entre os valores dos esforços provocados pelos submodelos 2 e 3 do regulamento SATCC, na análise transversal.

Na análise aos momentos fletores positivos na laje, comprova-se que o submodelo 2 é mais penalizante que o submodelo 1 até um vão de 25 metros (inclusive) passando o submodelo 1 a ser condicionante a partir desse comprimento. Também se verifica que com o aumento do vão, aumenta o valor da relação dos esforços provocados pelos submodelos 1 e 3, o que permite concluir que o submodelo 1 torna-se mais desfavorável à medida que o vão aumenta. Relativamente ao submodelo 2, constata-se que com a diminuição do vão este torna-se mais desfavorável. Por conseguinte, é exequível concluir que o distanciamento entre os submodelos 2 e 3 se manterá para vãos superiores a 40 metros.

Em termos de momentos fletores negativos, verifica-se que o aumento do vão torna o submodelo 3 mais desfavorável que os restantes, ou seja, para vãos superiores a 40 metros o submodelo 3 continuará a ser a situação de carga condicionante. Porém, na Figura 6.41 observa-se que para um vão de 10 metros, o submodelo 2 é mais gravoso que o submodelo 3.

Continuamente, efetua-se a análise dos efeitos produzidos pelos submodelos estabelecidos no regulamento canadiano. Verificou-se que para a gama de vãos analisados, o submodelo 1 é o mais desfavorável quer para momentos fletores positivos quer para momentos fletores negativos. Tal como para os regulamentos anteriores, ostenta-se na Figura 6.42 os rácios entre os valores dos esforços provocados pelos submodelos 1 (CL-W Camião) e 2 (CL-W Carga de via).

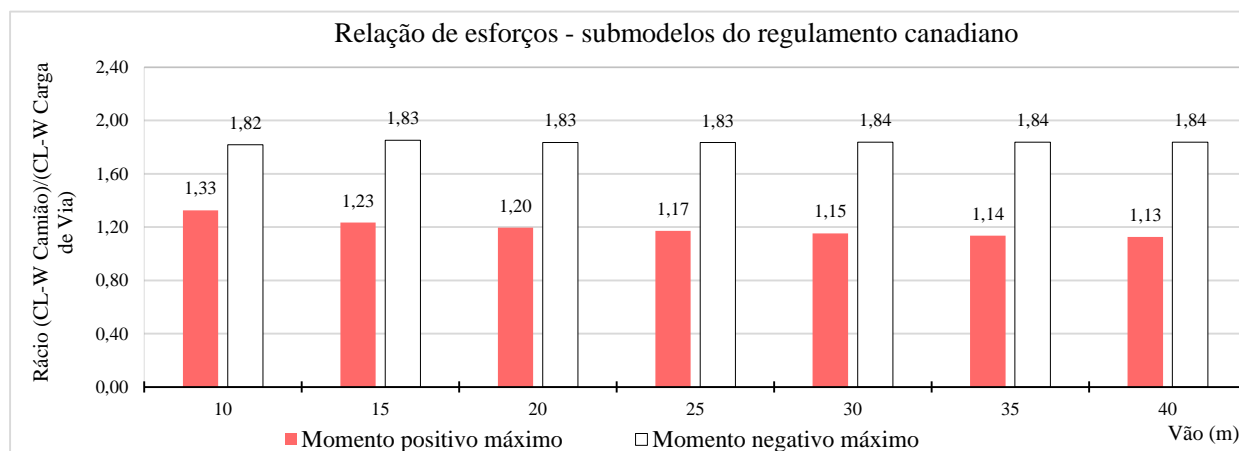


Figura 6.42 - Rácio entre os valores dos esforços provocados pelos submodelos 1 e 2 da norma CAN/CSA., na análise transversal.

Em relação aos momentos fletores positivos, verifica-se uma redução no valor do rácio entre submodelos com o aumento do vão. Atentando a tendência nos valores presentes na Figura 6.42 pode concluir-se que para grandes vãos o submodelo 2 poderá constituir a situação de carga mais penalizante.

Relativamente a momentos fletores negativos, constata-se um aumento de preponderância no submodelo 1 em relação ao submodelo 2 com o aumento do vão. Para vãos entre 30 e 40 metros observa-se uma constância no valor do rácio de 1,84. Analisando os dados até à terceira casa decimal confirma-se que para um vão de 30 metros o valor do rácio é de 1,834, aumenta para 1,836 para um vão de 35 metros e

toma o mesmo valor (1,836) para um vão de 40 de metros. Tal tendência permite asseverar que para vãos superiores a 40 metros o submodelo 1 continuará a ser a situação mais desfavorável.

Analisando o regulamento, verificou-se que para momentos fletores positivos e negativos o submodelo HK-80 é a situação de carga mais condicionante. Tal como para os regulamentos anteriormente abordados, encontram-se representados na Figura 6.43, sob a forma gráfica, os valores dos rácios produzidos pelos submodelos AK e HK-80.

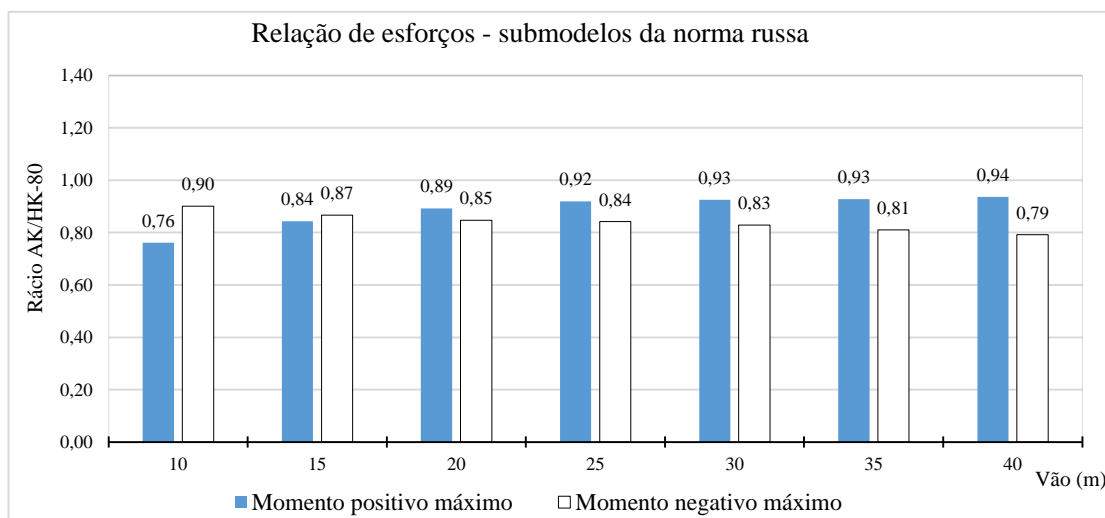


Figura 6.43 - Rácio entre os valores dos esforços gerados na análise transversal pelos submodelos Tracked e VT da norma SNiP.

No que diz respeito a momentos fletores positivos observa-se que o aumento do vão provoca um incremento no rácio entre os dois submodelos, o que permite concluir que o submodelo AK torna-se mais penalizante que o submodelo HK-80. Contudo, prevê-se que para grandes vão o modelo AK seja mais condicionante que o modelo AK-80.

Na análise aos momentos fletores negativos, verifica-se que o aumento do vão produz uma diminuição no valor do rácio entre submodelos. Consequentemente, para vãos superiores a 40 metros o submodelo HK-80 continuará a ser a hipótese de carga mais pungente.

Resta apenas estudar os valores dos rácios entre os esforços motivados pelos submodelos 1 (Tracked) e 2 (VT) do regulamento indiano. A Figura 6.44 apresenta o rácio entre os valores dos efeitos provocados pelos submodelos 1 e 2 do regulamento indiano.



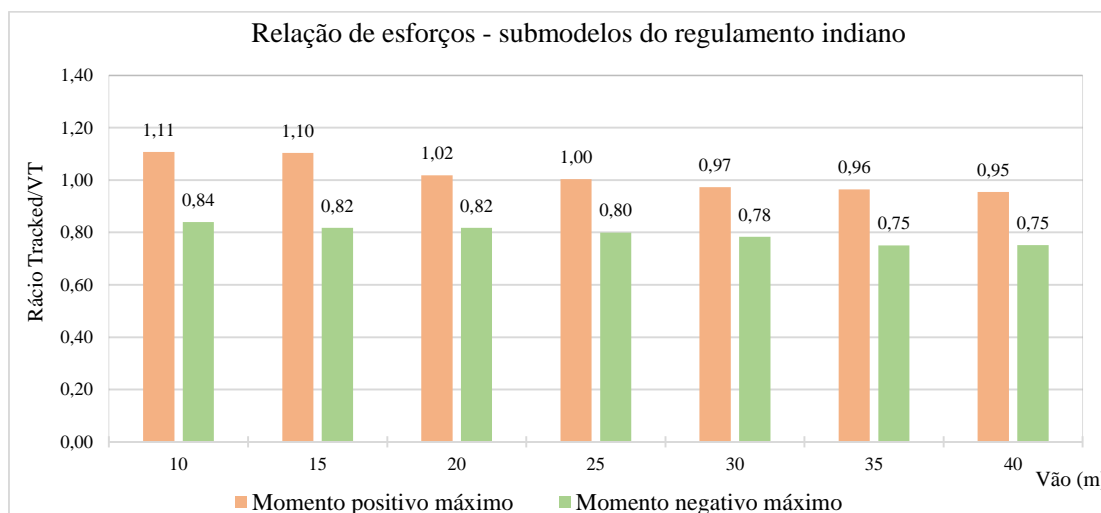


Figura 6.44 - Rácio entre os valores dos esforços produzidos pelos submodelos 1 e 2 da norma IRC:6, na análise transversal.

Da análise do momento positivo na laje, constata-se que o submodelo 1 é o mais desfavorável até um vão de 25 metros (inclusive) passado o submodelo 2 a ser condicionante a partir desse comprimento. Observa-se que o submodelo 2 aumenta de preponderância com o aumento do vão, sendo superior ao submodelo 1 para vão superiores a 25 metros. Tal tendência permite assegurar que para vão superiores a 40 metros, o submodelo 2 continuará ser o caso de carga mais penalizante.

Para o momento negativo na laje, o submodelo 2 é o mais gravoso para todos os vãos analisados. A tendência dos valores presentes na Figura 6.44 indicam que o aumento do vão provoca um aumento de preponderância no submodelo 2. Deste modo, para vão superiores a 40 metros, o submodelo 2 constituirá a situação de carga mais prejudicial.

Tal como para a análise longitudinal, é de interesse observar a evolução dos efeitos produzidos pelos diversos submodelos de cada regulamento, em função do vão. A Figura 6.45 e a Figura 6.46 patenteiam o desenvolvimento dos momentos fletores positivos e negativos em função do vão, respetivamente.

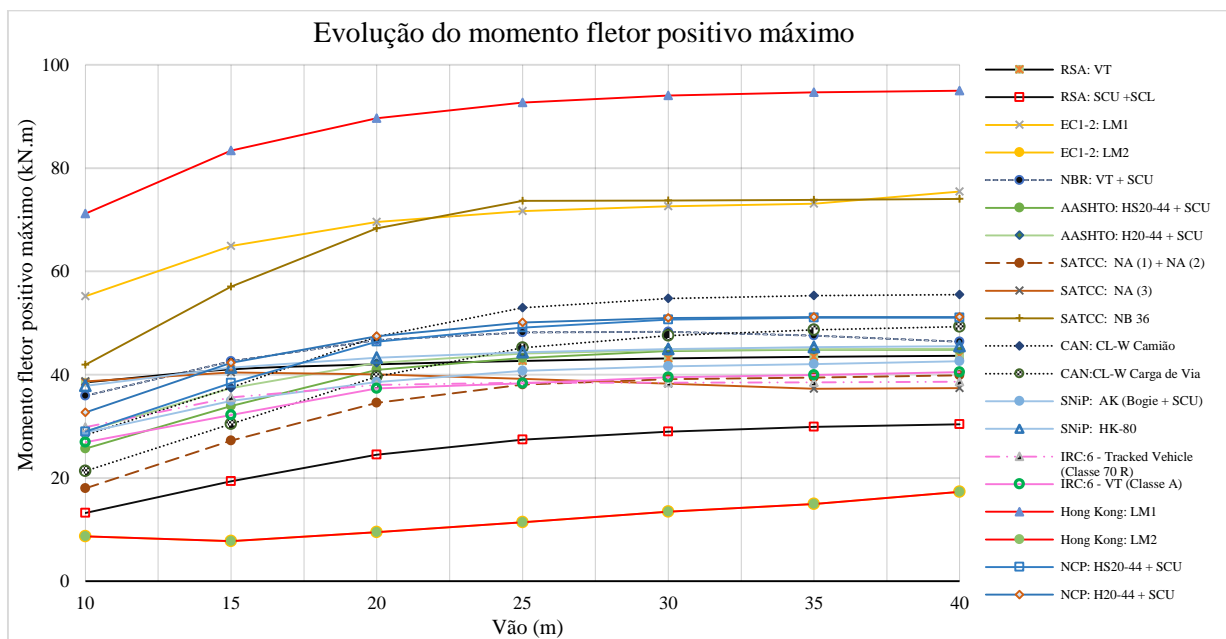


Figura 6.45 - Desenvolvimento dos momentos fletores positivos máximos provocados pelos vários submodelos de sobrecarga rodoviária, em função do vão do tabuleiro, para a análise transversal.

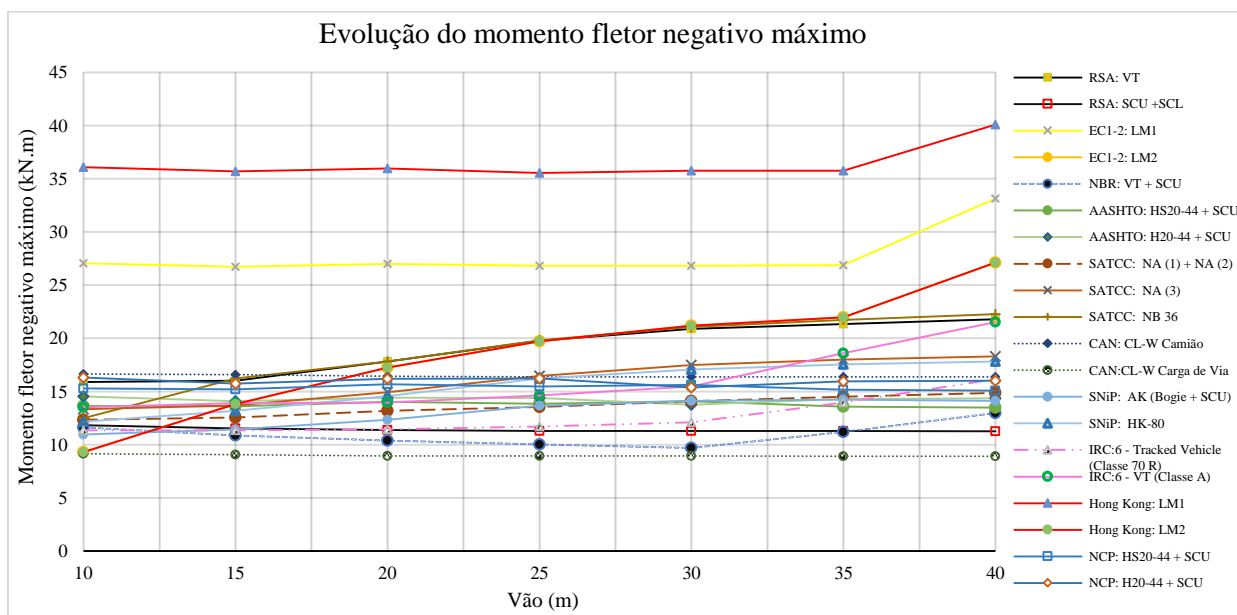


Figura 6.46 - Evolução do momento fletor negativo máximo induzido pelos diversos submodelos de sobrecarga rodoviária, em função do vão do tabuleiro, para a análise transversal.

O submodelo de sobrecarga rodoviária LM1 estabelecido no manual de Hong Kong revelou ser o mais condicionante para todas as situações analisadas na direção transversal. O mesmo submodelo de sobrecarga (LM1) mas definido na norma europeia é, na generalidade dos casos, o segundo modelo mais desfavorável. Apenas para momentos fletores positivos e para vãos entre 25 e 35 metros, se constatou

que o submodelo de sobrecarga rodoviária NB36 previsto no SATCC foi mais penalizante que o submodelo LM1 previsto no EC1.

De um ponto de vista global, os efeitos produzidos pelos modelos de sobrecarga constituídos por cargas concentradas (Veículo Tipo), são as hipóteses de carga mais penalizantes na direção transversal. O submodelo de sobrecarga, designado por Veículo Tipo, definido no RSA é mais desfavorável que o submodelo composto por cargas distribuídas, assim como o submodelo NB36 definido no regulamento sul-africano, o que justifica a preponderância que as cargas concentradas têm na análise dos esforços transversais.

## 7 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 7.1 CONCLUSÕES

A crescente necessidade da engenharia de pontes portuguesa integrar os mercados internacionais motivou a realização do estudo de diversos regulamentos internacionais. A análise comparativa debruçou-se na aplicação dos modelos de sobrecargas rodoviárias estabelecidos nos regulamentos de pontes a tabuleiros vigados com vãos compreendidos entre 10 e 40 metros. A seleção da secção da ponte baseou-se na gama de pontes projetadas pela empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda. Estudaram-se dez regulamentos de pontes, nomeadamente o RSA, o regulamento português que se encontra atualmente em vigor, o Eurocódigo 1, a norma que se prevê entrar em vigor em Portugal. Analisaram-se também a norma brasileira, a norma norte-americana, o regulamento sul-africano, a norma canadiana, a norma russa, o regulamento indiano, o manual de Hong Kong e a norma colombiana.

De forma expectável, os modelos de sobrecargas rodoviárias apresentam um grau significativo de heterogeneidade. As principais diferenças entre modelos constatarem-se ao nível da definição de classes de ponte, na composição e aplicação de veículos tipo (variação em número, espaçamento e intensidade das cargas entre eixos) e também na intensidade e modo de aplicação das cargas distribuídas.

Neste contexto, podem distinguir-se os seguintes submodelos, estabelecidos nos diversos regulamentos abordados:

- i. Veículo tipo (cargas concentradas) atuando isoladamente da atuação simultânea de cargas uniformemente distribuídas e de carga lineares (regulamentos português e sul-africano);
- ii. Veículo tipo e cargas uniformemente distribuídas atuando em simultâneo (norma europeia, norma brasileira, norma norte-americana, norma colombiana e manual de Hong Kong);
- iii. Veículo tipo atuando separadamente da atuação simultânea de novo veículo tipo e cargas uniformemente distribuídas (regulamentos russo e canadiano);
- iv. Veículos tipo de diferentes classes (regulamento indiano).

Todavia, apesar da heterogeneidade referida, os regulamentos apresentam algumas semelhanças, nomeadamente a norma europeia, a norma norte-americana, o regulamento sul-africano, o regulamento canadiano, o regulamento indiano, o manual de Hong Kong e a norma colombiana, que definem a divisão dos tabuleiros em várias vias fictícias, onde se aplicam os submodelos de sobrecarga. O regulamento português, a norma brasileira e o regulamento russo não consideram essa metodologia, adotando apenas veículos tipo e cargas uniformemente distribuídas em todo o tabuleiro.

No que concerne à múltipla presença de veículos, os regulamentos apresentam abordagens distintas. O regulamento português (veículo tipo), a norma brasileira (veículo tipo), o regulamento sul-africano (submodelo NB36), o regulamento russo (submodelo HK-80) e o regulamento indiano (submodelo *tracked*), apenas permitem a aplicação de um veículo tipo na plataforma de rodagem. Porém, no caso de existirem duas faixas de rodagem, com sentidos diferentes e cada uma possua pelo menos duas vias no mesmo sentido, no tabuleiro, o regulamento português permite a consideração simultânea de dois veículos tipo.

Outro aspeto comum entre os regulamentos é a abordagem face à consideração dos efeitos de amplificação dinâmica. O regulamento português, a norma europeia, o regulamento sul-africano e o manual de Hong Kong incluem nos valores característicos a parcela relativa a estes efeitos. Nos restantes regulamentos são definidos coeficientes de amplificação dinâmica que influem os valores característicos das cargas dos modelos de sobrecarga.

No total seleccionaram-se sete casos de estudo (vãos de 10, 15, 20, 25, 30, 35 e 40 metros) com o intuito de avaliar os efeitos estruturais, em tabuleiros vigados, pela aplicação dos modelos de sobrecarga rodoviária previstos nos dez regulamentos de pontes. Realizaram-se duas análises dos esforços máximos, nas direções longitudinal e transversal. Longitudinalmente analisaram-se os esforços de flexão e transversos. Na análise transversal estudaram-se os momentos fletores positivos e negativos.

Os resultados obtidos, na direção longitudinal, permitiram concluir que o manual de Hong Kong é mais penalizante em todas as situações avaliadas, quer para momentos fletores quer para esforços transversos. É importante salientar que os esforços produzidos pelos modelos que apresentam maiores intensidades de cargas distribuídas prevalecem sobre os modelos constituídos por cargas concentradas (veículos tipo), com o aumento do vão. Este facto torna-se mais evidente para momentos fletores do que para os esforços transversos, visto as equações de esforços máximos em função do vão serem polinómios do segundo e primeiro grau respetivamente.

Comentando agora os esforços produzidos pelos modelos dos vários regulamentos na direção transversal, há que salientar, tal como na análise longitudinal, que o modelo condicionante do manual de Hong Kong (LM1) é o mais penalizante para todos os casos de estudo. Quanto aos regulamentos que apresentam alternativa entre dois submodelos, constata-se que os modelos constituídos por cargas concentradas são mais desfavoráveis do que os modelos compostos por cargas distribuídas.

Na generalidade das situações analisadas, os efeitos induzidos pelos modelos condicionantes do RSA e do EC1-2 revelaram-se consideravelmente superiores aos do RSA. Em média, observaram-se, para a análise longitudinal, que os valores máximos de momento fletor motivados pela norma europeia suplantam em 52% os obtidos pelo regulamento português e em 69% para valores máximos de esforços transversos. Relativamente à análise transversal, para momentos fletores positivos os esforços induzidos

pela norma europeia superam em 63% os gerados pelo regulamento português e em 47% para momentos fletores negativos máximos. Estes resultados permitem concluir que a maioria das pontes projetadas com base no regulamento nacional não cumprirá, provavelmente, muito dos requisitos impostos no Eurocódigo. É importante frisar que este facto não pressupõe que todas as pontes projetadas pelo RSA sejam inseguras. No entanto, é correto concluir que o modelo de sobrecarga rodoviária previsto no regulamento português não reflete o desenvolvimento e evolução do tráfego nacional que, atualmente, é de maior intensidade comparativamente à época em que se começou a recorrer ao modelo definido no regulamento português. Por conseguinte, sendo o modelo de sobrecarga previsto na norma europeia um modelo atual e que foi alvo de verificações usando dados referentes à década de 90, é de expectar que represente de uma forma mais realista a ação rodoviária presente em Portugal.

Em suma, pode afirmar-se que os objetivos previamente definidos para este relatório foram alcançados e que o estudo foi bem sucedido.

### **7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

No decorrer deste relatório surgiram diversos assuntos que mereciam ser alvo de investigações futuras. Neste contexto, seria de especial interesse analisar a influência das vias de tráfego nos efeitos provocados pelos modelos de sobrecarga rodoviária estabelecidos nos diversos regulamentos internacionais de pontes. Continuamente, seria interessante analisar e comparar os esforços em pontes com diferentes vãos contínuos e de diferentes tipos de secção, e o estudo da influência de diferentes processos construtivos de pontes.

Por último, seria aliciante dimensionar uma ponte através dos regulamentos de estruturas dos diversos países e comparar os resultados obtidos.



# REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

## A

AASHO - Bridge Research. HRB Special Report 61D. NAS-NRC, 1961, Publication 953.

AASHTO. 1994, AASHTO LFRD Bridge Design Specifications. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials

AASHTO. 2012, AASHTO LFRD Bridge Design Specifications. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.

ALMEIDA, Ricardo – Análise de vibrações em pontes rodoviárias induzidas pelo tráfego de veículos sobre pavimentos irregulares. Rio de Janeiro: [s.n.], 2006. Tese de mestrado.

ALVES, Manuel Pedro. Modelação de sobrecargas rodoviárias. Estudo comparativo entre diferentes normas. Lisboa : [s.n.], 2012. Tese de mestrado.

ASCE - Impact in Highway Bridges. Final Report of the Special Committee, with discussion. Trans. ASCE 95, 1931, Paper No. 1786.

## B

BAILEY, Simon – Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing road bridges. Lausanne : [s.n.], 1996. Tese de doutoramento.

BARRIAS, António José. Projeto de uma ponte rodoviária entre o Parque da Alfândega e o Cais de Gaia. Porto : [s.n.], 2013. Tese de mestrado.

BENEKOHAL, R. F. and AYCIN, M. F. – Comparison of car-following models for simulations models. Transportation Research Record, 1999.

BETTAZZI, Giada Claudia – Análise da força longitudinal devida à frenagem considerada pela NBR 7187 (2003) através de estudo de caso. Salvador [s.n.], 2013. Tese de mestrado.

BILLING, J. R. – Dynamic loading and testing of bridges in Ontario. Canadian Journal of Civil Engineering. No. 11 (1984), p. 833-843.



BOUASSIDA, Y. et al. – Bridge Design to Eurocodes : Worked examples. Luxembourg : European Commission, Joint Research Centre (JRC), 2012. ISBN 978-92-79-22823-0.

BROQUET, Claude - Comportement dynamique des dalles de roulement des ponts en béton sollicités par le trafic routier. Lausanne : [s.n.], 1999. Tese de doutoramento.

BRUCH, Yecid Aliaga. Análise dinâmica de placas retangulares pelo método dos elementos finitos. Rio de Janeiro : [s.n.], 1973. Tese de mestrado.

BS NA EN 1991-2. 2003, UK National Annex to Eurocode 1. Actions on structures. Part 2:Traffic loads on bridges. United Kingdom of Great Britain and Northern Ireland.

## C

CALÇADA, Rui Artur. Avaliação experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em Pontes Rodoviárias. Porto : [s.n.], 2001. Tese de doutoramento.

CALGARO, Jean-Armand, TSCHUMI, Marcel and GULVANESE, Haig - **Designer's guide do Eurocode 1: Actions on bridges: EN 1991-2, EN 1991-1-1, -1-3 to -1-7 and EN 1990 annex A2**. London : Thomas Telford, 2010. ISBN 978-0727731586.

CAN/CSA-S6-00. 2000, Canadian Highway Bridge Design Code. Toronto : Canadian Standards Association.

CAN/CSA-S6-06. 2006, Canadian Highway Bridge Design Code. Toronto: Canadian Standards Association.

CANTIENI, Reto – Dynamische belastungsversuche an der bergspurbrücke Deibüel. Dübendorf : EMPA Forschungs, 1988, Arbeitsbericht Nr. 116/4, Teile A und B.

CANTIENI, Reto – Dynamic behavior of highway bridges under the passage of heavy vehicles. Dübendorf : Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research (EMPA), 1992, No. 220.

CANTIENI, Reto and HEYWOOD, R. – DIVINE Element 6, Bridge Research – Report on the tests performed in Switzerland and Australia. Dübendorf and Brisbane: Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research (EMPA), 1998.

CANTIENI, Reto and KREBS, Walter – OECD IR 6 DIVINE Project : Dynamic interaction between vehicles and infrastructure. Dübendorf : Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research (EMPA), 2000, Report No. 153.

CAPRANI, Colin C. – Probabilistic analysis of highway bridges traffic loading. Dublin: [s.n.], 2005. Tese de doutoramento.

CAPRANI, Colin C. et al. – Characteristic traffic load effects from a mixture of loading events on short to medium span bridges. Dublin : Elsevier, 2008.

CAPRANI, Colin C., ENRIGHT, Bernard and O'BRIEN, Eugene – Implications of future heavier trucks for Europe's bridges. Ljubljana : Transport Research Arena Europe, 2008.

CARVALHO, Ana Filipa – Estudo numérico e experimental sobre o comportamento dinâmico de um edifício. Lisboa : [s.n.], 2013. Tese de mestrado.

CATAI, Evandro – Análise dos efeitos da retração e fluência em vigas mistas. São Carlos: [s.n.], 2005. Tese de mestrado.

CHEN, Wai-Fah and DUAN, Lian – **Bridge Engineering : Handbook**. Washington D. C. : CRC Press, 2000. ISBN 0-8493-7434-0

COST 323 – Post-proceedings of the Second European Conference on Weigh-in-Motion of Road Vehicles. Lisbon, Brussels and Luxembourg : E'Obrien and B. Jacob, 1998, 14-16.

CRUZ, Licínio. Efeitos estruturais das sobrecargas rodoviárias definidas das normas mais utilizadas pela engenharia portuguesa em tabuleiros vigados de betão. Lisboa : [s.n.], 2014. Tese de mestrado.

CSAGOLY, P. F., CAMPBELL, T. I. and AGARWAL, A.C. – Vibration in Highway Bridges. Cambridge : IABSE Colloquium on Highway Bridge Loading, 1975.

CUNHA, Álvaro e CAETANO, Elsa – Reanálise dos ensaios dinâmicos da Ponte Vasco da Gama com base no método de identificação estocástica por sub-espacos. Porto, 2004.

CUNHA, Álvaro et al. – From input-output to output-only modal identification of civil engineering structures. Porto : SAMCO, 2006.

## D

DAWE, Peter – Research Perspectives : Traffic Loading on Highway Bridges. London : Thomas Telford, 2003. ISBN 978-0727732415.

DECRETO-LEI nº 235/83. D.R. I Série. 125 (83-05-31) 1991-2024.

DECRETO-LEI nº 99/2005. D. R. I Série. 117 (05-06-21).

DEESOMSUK, Teerachai and PINKAEW, Tospol . Effectiveness of Vehicle Weight Estimation from Bridge Weigh-in-Motion. Bangkok : Hindawi Publishing Corporation, 2009.

DRONER, S. – Beitrag zur berechnung der dynamischen beanspruchung von brücken unter verkehrslasten. Aachen : Stahlbau RWTH, 1989.

## E

EDGERTON, R. C. and BEERCROFT, G. W. – Dynamic studies of two continuous Plate girder bridges. Washington D.C. : Hwy. Res. Bd. Bull, 1955, No. 124, p. 33-46.

EN 1991-3. 1995, Eurocode 1 : Basis of design and actions on structures – Part 3: Traffic loads on bridges. Brussels : European Committee for Standardization : CEN.

EN 1991-2. 2003, Eurocode 1 : Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Bruxelas: European Committee for Standardization : CEN.

## F

FERRAZ, Albano – Dimensionamento ótimo de pontes mistas rodoviárias de pequeno vão. Porto : [s.n.], 2009. Tese de mestrado.

FREITAS, João Miguel. Ação do tráfego rodoviário em pontes de betão armado. Análise da situação portuguesa e comparação com os modelos propostos pelo EC1 e pelo RSA. Porto : [s.n.], 2008. Tese de mestrado.

FU, Gongkang – **Bridge Design and Evaluation : LFRD and LRFR**. New Jersey : John Wiley & Sons, Inc., 2013. ISBN: 978-0-470-42225-0.

## G

GETACHEW, Abaham – Traffic load effects on bridges: Statistical analysis of collected and Monte Carlo simulated vehicle data. Stockholm [s.n.], 2003. Tese de doutoramento.

GONZÁLEZ, Artur, O'BRIEN, Eugene, CANTERO, Daniel, LI, Yingyan, DOWLING, Jason and ŽNIDARIČ, Ales – Critical speed for Dynamics of truck events on bridges with a smooth road surface. Dublin : Elsevier, 2010.

## H

HIVOSS 2008 – Design of Footbridges: Background Document [Online]. Available: [http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/docs/Footbridge\\_Background\\_EN02.pdf](http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/docs/Footbridge_Background_EN02.pdf).

HWANG, E.-S. and NOWAK, A. S. – Simulation of dynamic load for bridges. Journal of Structural Engineering. ASCE Vol. 117, n° 5 (1991), p. 1413-1433.

## I

IRC:6. 2014, Standard Specifications and Code of Practice for Road Bridges, Section: II Loads and Stresses. New Delhi: Indian Roads Congress.

ISO 8608. 1995, Mechanical vibration – Road surface profiles – Reporting of measured data: International Organization for Standardization.

## J

JACINTO, Luciano Alberto – Avaliação da segurança de pontes existentes: Abordagem probabilística Bayesiana. Lisboa : [s.n.], 2011. Tese de mestrado.

JACOB, Bernard – Action Cost 323: Weigh-In-Motion of Road Vehicles. Pre-Proceedings of 2<sup>nd</sup> European Conference on Weigh-in-Motion of Road Vehicles. Luxembourg : European Commission (1998).

JACOB, Bernard, BOUTEDLDJA, Mohamed and STANCZYK, Daniel – Installation and experimentation of MS-WIM systems with three strip sensor technologies – Early results. Paris : HVP, 5<sup>th</sup> International Symposium on Weigh-in-Motion, 2008.

## L

LAN, Chengming, LI, Hui and OU, Jinping– Traffic load modeling based on structural health monitoring data. London : Taylor & Francis Group, 2008.

LUKIANENKO, Anastasia – Comparison of Russian norms (SNIps) and European norms (Eurocodes) for road and railway bridges. Lappeenranta : [s.n.], 2012. Tese de mestrado.

## M

MARÉ, Florbela – História das infra-estruturas rodoviárias. Porto : [s.n.], 2011. Tese de mestrado.

MARINHO, Diogo – Métodos construtivos de pontes. Porto : [s.n.], 2012. Tese de mestrado.

MCLEAN, David and MARSH, M. Lee – **Dynamic Impact for Bridges. A Synthesis of Highway Practice**. Washington D.C. : Transportation Research Board, 1998. ISBN 978-0309068192.

MILLER, Richard and SWANSON, James - AASHTO LRFD bridge design specifications: Loading and general information. Cincinnati : University of Cincinnati, 2007.

MOREIRA, José Cristiano – Projeto de uma ponte rodoviária entre as cidades do Porto e Gaia. Porto : [s.n.], 2009. Tese de mestrado.

MOROZ, Filipe - Uma metodologia para a análise da influência do tráfego de veículos pesados na resposta dinâmica de pontes rodoviárias. São Paulo : [s.n.], 2009. Tese de mestrado.

MOUTINHO, Carlos Manuel – Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil. Porto : [s.n.], 2007. Tese de doutoramento.

## N

NBR-7187. 2003, Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro : Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR-7188. 1982, Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NCP-14. 2014, Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Bogotá : INVÍAS.

NOWAK, Andrezej S. – Live load model for highway bridges. Michigan : Elsevier, 1993.

NOWAK, Andrzej S. - Load Model for Bridge Design Code. Canadian Journal of Civil Engineering (1994), Vol.21, pp. 36-49.

NOWAK, Andrzej S., LAMAN, J.A. and NASSIF, H. - Effect of truck loading on bridges, Research. Michigan : Department of Civil and Environmental Engineering, 1994 Report UMCE 94-22.

## O

O'BRIEN, Eugene and CAPRANI, Colin C. – Headway modelling for traffic load assessment of short to medium span bridges. Dublin : Institution of Structural Engineers, 2005.

O'BRIEN, Eugene J. et al. – Bridge assessment loading : a comparison of West and Central/East Europe. Dublin : Taylor & Francis, 2006.

O'BRIEN, Eugene, ŽNIDARIČ, Ales and OIJO, T. – Bridge Weigh-in-motion – Latest Developments and Applications World Wide. Paris, 2008.

O'BRIEN, Eugene and LEAHY, C. – Review of Weigh-in-Motion systems. Florianópolis, 2011.

O'BRIEN, Eugene, Roughan & O'Donovan – Improving Bridge Weigh-in-Motion Technologies. Dublin : BRIDGEMON, 2014.

OCDE – Dynamic Interaction between Vehicles and Infrastructure Experiment (DIVINE). Paris : Organisation for Economic Co-operation and Development, 1998.

O'CONNOR, Colin and SHAW, Peter – **Bridge Loads: An international perspective**. London: Spon Press, 2000. ISBN 0-203-18592-7.

## P

PAGE, J. – Dynamic wheel load measurements on motorway bridges. Crowthorne, Berkshire : Transport and Road Research Laboratory (TRRL), 1976, Report LRR 722.

PAULTRE, Patrick, CHAALLAL, Omar and PROULX, Jean – Bridge dynamics and dynamic amplification factors - a review of analytical and experimental findings. Canadian Journal of Civil Engineering. Vol No. 19 (1962), p. 260-278.

PINHEIRO, António Lourenço ; FERRÃO, Paulo Manuel Cadete ; FIGUEIREDO, José Miguel – A ecologia industrial e o automóvel em Portugal. Oeiras, 2000.

PINTO, Artur – Eurocodes: implementation and further development. Workshop on Bridge Design to Eurocodes. Vienna, 2010.

PRAT, M., 2001, Traffic Load Models for Bridge Design: Recent Developments and Research. Progress in Structural Engineering and Materials, v.3, pp. 326-334.

PROSKE, D., LOOS, S. – Eurocode road traffic load models for weight restricted bridges. Delft : CRC Press, 2009. ISBN: 978-0-415-55509-8.

## Q

QUILLIGAN, Michael. – Bridge Weigh-in-Motion: Development of a 2-D Multi-Vehicle Algorithm. Stockholm : [s.n], 2003. Tese de mestrado.

## R

RIBEIRO, Diogo – Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias : modelação numérica, calibração e validação experimental. Porto : [s.n.], 2012. Tese de doutoramento.

RODRIGUES, Jorge – Identificação modal estocástica: Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil. Porto : [s.n.], 2004. Tese de mestrado.

RODRIGUES, Neuza – Reabilitação de pontes históricas de alvenaria: Estudo tendente ao estabelecimento de metodologias de atuação ; Diretrizes para o diagnóstico, conservação e reabilitação de pontes de alvenaria. Lisboa. Volume nº 7 de Estradas de Portugal (2011).

ROSSIGALI, Carlos Eduardo – Estudos probabilísticos para modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil. Rio de Janeiro : [s.n], 2006. Tese de mestrado.

## S

SANTOS, André Mário – Análise numérica e experimental de um modelo dinâmico da ponte ferroviária de Antuã. Porto: [s.n.], 2014. Tese de mestrado.

SARAIVA, Miguel Filipe – Efeitos estruturais das sobrecargas rodoviárias definidas nas normas mais utilizadas pela engenharia portuguesa em tabuleiros de betão de nervura única e em caixão. Lisboa : [s.n], 2013. Tese de mestrado.

SATCC. 2001, Southern Africa Transport and Communications Commission : Code of Practice for the Design of Road Bridges and Culverts. Cape Town : Division of Roads and Transport Technology, CSIR.

SIA 160. 1989, Actions sur les structures porteuses. Zurique : Société Suisse des ingénieurs et des architects.

SILVA, J. G. – Análise dinâmica não determinística de tabuleiros de pontes rodoviárias com irregularidades superficiais. Rio de Janeiro : [s.n.], 1996. Tese de doutoramento.

SILVA, Tiago Jorge – O Automóvel : Design Made in Portugal. Lisboa : [s.n.], 2012. Tese de mestrado.

SJÖGREN, Leif and DOLCEMASCOLO, V. – Bridge Weigh in Motion : French tests and Swedish experience. Lindköping, Créteil, 2008.

SNiP 2.05.03. 1984, National Codes & Standards of Russia : Bridges and Culverts. Moscow : USSR GOSSTROI.

SOBRINO, Juan Antonio - Evaluación del comportamiento funcional y de la seguridad estructural de puentes existentes de hormigón armado y pretensado. Barcelona : [s.n.], 1993. Tese de doutoramento.

Structures Design Manual for Highways and Railways – 2013 Edition. Hong Kong : Highways Department, Government of the Hong Kong Special Administrative Region, 2013.

## T

TAVARES, Miguel Afonso – Identificação modal de monotorização dinâmica de uma ponte em arco. Porto : [s.n.], 2013. Tese de mestrado.

TIANKUN, Miao – Bridge live load models with special references to Hong Kong. Hong Kong [s.n.], 2001. Tese de mestrado.

TILLY, G. P. – Dynamic behavior of Concrete Structures. New York, 1986, Vol. No. 13, Report of the Rilem 65 MDB Committee.

## V

VITÓRIO, José Afonso – Um estudo comparativo sobre métodos de alargamento de pontes rodoviárias de concreto armado, com a utilização das normas brasileiras e Eurocódigos. Porto : [s.n.], 2013. Tese de doutoramento.



## W

WAVE – Bridge WIM systems (B-WIM). Dublin : O'Brien Eugene (2001), Report of Work Package 1.2, Weighing in motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE).

WILLIS, Robert - An essay on the effect produced by causing weights to travel over elastic bars. Londres : 1949.

WIŚNIEWSKI, Dawid F. – Safety formats for the assessment of concrete bridges: with special focus on precast concrete. Guimarães : [s.n.], 2007. Tese de doutoramento.

WRIGHT, Douglas Tyndall and GREEN, R. Highway Bridge Vibrations, Part II, Ontario test program. Queen's University, Kingston, Ontario, 1962, Report No. 5.

# **ANEXO I**

SÍNTESE DOS PARÂMETROS CONDICIONANTES ADOTADOS EM CADA REGULAMENTO



| Vão  | Regulamento / Norma / Manual | Classe da Ponte   | Nº de vias fictícias | Largura de cada via fictícia | Modelo de sobrecarga rodoviária |  |                            |  | Força de frenagem                       | Sobrecarga nos Passeios      |  |
|------|------------------------------|---|----------------------|------------------------------|---------------------------------|--|----------------------------|--|---|------------------------------|--|
|      |                              |   |                      |                              | Tipo                            | Fator de amplificação dinâmica                   | Fator de múltipla presença | Intensidade das cargas   |   |                              |  |
| 10 m | RSA (Português)              | I   | Não aplicável        |                              | VT                              | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | Q <sub>k</sub> = 200kN/eixo  |   | F <sub>f</sub> = 30,0 kN/m   | q = 3,0 kN/m <sup>2</sup>                  |
|      | SCU + SCL                    | q <sub>l</sub> = 4,0 kN/m <sup>2</sup> q <sub>2</sub> = 50,0 kN/m |                      |                              |                                 |  |                            |  |   |                              |  |
|      | EC1-2 (Europeu)              | II  | 3,0                  | 3,0 m                        | LM1 Via 1 (UDL + TS)            | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | q <sub>l</sub> = 6,3 kN/m <sup>2</sup>   | Q <sub>l</sub> = 270,0 kN/eixo          | Q <sub>Ik</sub> = 38,1 kN/m  | q <sub>fk</sub> = 5,0 kN/m <sup>2</sup>    |
|      |                              |   |                      |                              | LM1 Via 2 (UDL + TS)            |  |                            | q <sub>l</sub> = 2,5 kN/m <sup>2</sup>   | Q <sub>l</sub> = 160,0 kN/eixo          |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | LM1 Via 3 (UDL + TS)            |  |                            | q <sub>l</sub> = 2,5 kN/m <sup>2</sup>   | Q <sub>l</sub> = 80,0 kN/eixo           |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | LM2                             | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | Q = 180 kN/eixo  |   | Q <sub>Ik</sub> = 38,1 kN/m  | q <sub>fk</sub> = 5,0 kN/m <sup>2</sup>    |
|      | NBR (Brasileiro)             | 45  | Não aplicável        |                              | VT                              | φ = 1,33   | Não aplicável              | Q <sub>k</sub> = 159,6 kN/eixo   |   | F <sub>f</sub> = 15,0 kN/m   | p' = 3,0 kN/m <sup>2</sup>                 |
|      |                              |   |                      |                              | SCU                             |  |                            | p = 6,65 kN/m <sup>2</sup>   |   |                              |  |
|      | AASHTO (Norte-Americano)     | Não aplicável   | 2,0                  | 4,5 m                        | HS20-44 + SCU                   | φ = 1,15   | m = 1,0                    | Q <sub>l</sub> = 40,94 kN/eixo;<br>Q <sub>2</sub> =Q <sub>3</sub> = 163,76 kN/eixo | q <sub>u</sub> = 3,1 kN/m <sup>2</sup>  | F <sub>f</sub> = 9,1 kN/m    | q = 3,6 kN/m <sup>2</sup>                  |
|      |                              |   |                      |                              | H20-44 + SCU                    | φ = 1,15   | m = 1,0                    | Q <sub>k</sub> = 127,88 kN/eixo  | q <sub>u</sub> = 3,1 kN/m <sup>2</sup>  |                              |  |
|      | SATCC (Sul-Africano)         | Não aplicável   | 3,0                  | 3,0 m                        | NA (1) Via 1                    | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | β <sub>1</sub> = 1,0       | Q <sub>a1</sub> = 12,0 kN/m <sup>2</sup>   |   | F <sub>NA</sub> = 43,3 kN/m  | q = 5,0 kN/m <sup>2</sup>                  |
|      |                              |   |                      |                              | NA (1) Via 2                    |  | β <sub>2</sub> = 1,0       | Q <sub>a2</sub> = 12,0 kN/m <sup>2</sup>   |   |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | NA (1) Via 3                    |  | β <sub>3</sub> = 1,0       | Q <sub>a3</sub> = 12,0 kN/m <sup>2</sup>   |   |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | NA (2) Via 1                    | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | q <sub>a1</sub> = 48,0 kN/m  |   |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | NA (2) Via 2                    |  |                            | q <sub>a2</sub> = 33,9 kN/m  |   |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | NA (2) Via 3                    |  |                            | q <sub>a3</sub> = 27,7 kN/m  |   |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | NA (3)                          | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | Q <sub>k</sub> = 200 kN/eixo   |   |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | NB 36                           | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | Q <sub>k</sub> = 360 kN/eixo   |   |                              |  |
|      | CAN/CSA (Canadiano)          | Não aplicável   | 2,0                  | 4,5 m                        | CL-W Camião                     | φ = 1,25   | m = 0,9                    | Eixo nº 2  | Q <sub>2</sub> = 140,63 kN              | F <sub>h</sub> = 20,45 kN/m  | p = 4,0 kN/m <sup>2</sup>                  |
|      |                              |   |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 3  | Q <sub>3</sub> = 140,63 kN              |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 4  | Q <sub>4</sub> = 196,88 kN              |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | CL-W Carga de Via               | Não aplicável                                    | m = 0,9                    | Eixo nº 2  | Q <sub>2</sub> = 90,0 kN                |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 3  | Q <sub>3</sub> = 90,0 kN                |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 4  | Q <sub>4</sub> = 126,0 kN               |                              |  |
|      | SNiP (Russo)                 | K = 11  | 2,0                  | 4,5 m                        | AK (Bogie)                      | μ = 1,26   | s <sub>1</sub> = 1,0       | Via 1 = Via 2  | P = 135,89 kN/eixo                      | F <sub>h</sub> = 9,53 kN/m   | p = 3,72 kN/m <sup>2</sup> (Não aplicável) |
|      |                              |   |                      |                              | AK (SCU)                        | Não aplicável                                    | s <sub>1</sub> = 1,0       | Via 1  | q = 10,78 kN/m                          |                              |  |
|      |                              |   | 2,0                  | 4,5 m                        | HK-80                           | μ = 1,10   | Não aplicável              | Via 2  | q = 6,47 kN/m                           |                              | Não aplicável                              |
|      |                              |   |                      |                              |                                 |  |                            | P' = 217,8 kN/eixo   |   |                              |  |
|      | IRC:6 (Indiano)              | 70R   | 2,0                  | 4,5 m                        | Tracked Vehicle                 | φ = 1,10   | Não aplicável              | P = 84,25 kN/m   |   | F <sub>h</sub> = 6,27 kN/m   | P = 4,89 kN/m <sup>2</sup>                 |
|      |                              | A   | 2,0                  | 4,5 m                        | VT                              | φ = 1,28   | Não aplicável              | Eixo nº 1 = Eixo nº 2  | P = 34,59 kN                            |                              |  |
|      | Hong Kong                    | Não aplicável   | 3,0                  | 3,0 m                        | LM1 Via 1 (UDL + TS)            | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | q <sub>l</sub> = 4,77 kN/m <sup>2</sup>  | Q <sub>l</sub> = 360,0 kN/eixo          | Q <sub>Ik</sub> = 49,59 kN/m | q <sub>fk</sub> = 5,0 kN/m <sup>2</sup>    |
|      |                              |   |                      |                              | LM1 Via 2 (UDL + TS)            |  |                            | q <sub>l</sub> = 4,78 kN/m <sup>2</sup>  | Q <sub>l</sub> = 200,0 kN/eixo          |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | LM1 Via 3 (UDL + TS)            |  |                            | q <sub>l</sub> = 4,78 kN/m <sup>2</sup>  | Q <sub>l</sub> = 100,0 kN/eixo          |                              |  |
|      |                              |   |                      |                              | LM2                             | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | Q = 180 kN/eixo  |   | Q <sub>Ik</sub> = 49,59 kN/m | q <sub>fk</sub> = 5,0 kN/m <sup>2</sup>    |
|      | NCP (Colombiano)             | Não aplicável   | 2,0                  | 4,5 m                        | HS20-44 + SCU                   | φ = 1,15   | m = 1,0                    | Q <sub>l</sub> = 46,0 kN/eixo;<br>Q <sub>2</sub> =Q <sub>3</sub> = 184,0 kN/eixo   | q <sub>u</sub> = 3,43 kN/m <sup>2</sup> | F <sub>f</sub> = 10,22 kN/m  | q = 3,6 kN/m <sup>2</sup>                  |
|      |                              |   |                      |                              | H20-44 + SCU                    | φ = 1,15   | m = 1,0                    | Q <sub>k</sub> = 143,75 kN/eixo  | q <sub>u</sub> = 3,43 kN/m <sup>2</sup> |                              |  |

**Legenda:** VT – Veículo Tipo; SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída; SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

| Vão  | Regulamento / Norma / Manual | Classe da Ponte            | Nº de vias fictícias | Largura de cada via fictícia | Modelo de sobrecarga rodoviária |  |                            |   | Força de frenagem             | Sobrecarga nos Passeios       |                               |
|------|------------------------------|----------------------------|----------------------|------------------------------|---------------------------------|--|----------------------------|---|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
|      |                              |                            |                      |                              | Tipo                            | Fator de amplificação dinâmica                   | Fator de múltipla presença | Intensidade das cargas  |                               |                               |                               |
| 15 m | RSA (Português)              | I                          | Não aplicável        |                              | VT                              | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | $Q_k = 200\text{kN/eixo}$   |                               | $F_f = 30,0 \text{ kN/m}$     | $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$      |
|      | SCU + SCL                    | $q_l = 4,0 \text{ kN/m}^2$ |                      | $q_2 = 50,0 \text{ kN/m}$    |                                 |  |                            |   |                               |                               |                               |
|      | EC1-2 (Europeu)              | II                         | 3,0                  | 3,0 m                        | LM1 Via 1 (UDL + TS)            | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | $q_l = 6,3 \text{ kN/m}^2$  | $Q_l = 270,0 \text{ kN/eixo}$ | $Q_{Ik} = 39,15 \text{ kN/m}$ | $q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ |
|      |                              |                            |                      |                              | LM1 Via 2 (UDL + TS)            |  |                            | $q_l = 2,5 \text{ kN/m}^2$  | $Q_l = 160,0 \text{ kN/eixo}$ |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | LM1 Via 3 (UDL + TS)            |  |                            | $q_l = 2,5 \text{ kN/m}^2$  | $Q_l = 80,0 \text{ kN/eixo}$  |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | LM2                             | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | $Q = 180 \text{ kN/eixo}$   |                               | $Q_{Ik} = 39,15 \text{ kN/m}$ | $q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ |
|      | NBR (Brasileiro)             | 45                         | Não aplicável        |                              | VT                              | $\varphi = 1,30$                                 | Não aplicável              | $Q_k = 155,4 \text{ kN/eixo}$                                       |                               | $F_f = 15,0 \text{ kN/m}$     | $p' = 3,0 \text{ kN/m}^2$     |
|      |                              |                            |                      |                              | SCU                             |  |                            | $p = 6,48 \text{ kN/m}^2$   |                               |                               |                               |
|      | AASHTO (Norte-Americano)     | Não aplicável              | 2,0                  | 4,5 m                        | HS20-44 + SCU                   | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$                  | $Q_l = 40,94 \text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 163,76 \text{ kN/eixo}$ | $q_u = 3,1 \text{ kN/m}^2$    | $F_f = 9,10 \text{ kN/m}$     | $q = 3,6 \text{ kN/m}^2$      |
|      |                              |                            |                      |                              | H20-44 + SCU                    | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$                  | $Q_k = 127,88 \text{ kN/eixo}$                                      | $q_u = 3,1 \text{ kN/m}^2$    |                               |                               |
|      | SATCC (Sul-Africano)         | Não aplicável              | 3,0                  | 3,0 m                        | NA (1) Via 1                    | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | $\beta_1 = 1,0$            | $Q_{a1} = 12,0 \text{ kN/m}^2$                                      |                               | $F_{NA} = 48,3 \text{ kN/m}$  | $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$      |
|      |                              |                            |                      |                              | NA (1) Via 2                    |  | $\beta_2 = 1,0$            | $Q_{a2} = 12,0 \text{ kN/m}^2$                                      |                               |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | NA (1) Via 3                    |  | $\beta_3 = 0,94$           | $Q_{a3} = 11,3 \text{ kN/m}^2$                                      |                               |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | NA (2) Via 1                    | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | $q_{a1} = 48,0 \text{ kN/m}$  |                               |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | NA (2) Via 2                    |  |                            | $q_{a2} = 33,9 \text{ kN/m}$  |                               |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | NA (2) Via 3                    |  |                            | $q_{a3} = 27,7 \text{ kN/m}$  |                               |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | NA (3)                          | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | $Q_k = 200 \text{ kN/eixo}$   |                               |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | NB 36                           | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | $Q_k = 360 \text{ kN/eixo}$   |                               |                               |                               |
|      | CAN/CSA (Canadiano)          | Não aplicável              | 2,0                  | 4,5 m                        | CL-W Camião                     | $\varphi = 1,25$                                 | $m = 0,9$                  | Eixo nº 1   | $Q_l = 56,25 \text{ kN}$      | $F_h = 20,45 \text{ kN/m}$    | $p = 4,0 \text{ kN/m}^2$      |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 2   | $Q_2 = 140,63 \text{ kN}$     |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 3   | $Q_3 = 140,63 \text{ kN}$     |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 4   | $Q_4 = 196,88 \text{ kN}$     |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 | $\varphi = 1,25$                                 | $m = 0,9$                  | Eixo nº 2   | $Q_2 = 140,63 \text{ kN}$     |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 3   | $Q_3 = 140,63 \text{ kN}$     |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 4   | $Q_4 = 196,88 \text{ kN}$     |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 5   | $Q_5 = 168,75 \text{ kN}$     |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | CL-W Carga de Via               | Não aplicável                                    | $m = 0,9$                  | Eixo nº 1   | $Q_l = 36,0 \text{ kN}$       |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 2   | $Q_2 = 90,0 \text{ kN}$       |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 3   | $Q_3 = 90,0 \text{ kN}$       |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 4   | $Q_4 = 126,0 \text{ kN}$      |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  | $m = 0,9$                  | Eixo nº 2   | $Q_2 = 90,0 \text{ kN}$       |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 3   | $Q_3 = 90,0 \text{ kN}$       |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 4   | $Q_4 = 126,0 \text{ kN}$      |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 5   | $Q_5 = 108,0 \text{ kN}$      |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Via 1 = Via 2   | $q = 8,1 \text{ kN/m}$        |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            |   |                               |                               |                               |
|      | SNiP (Russo)                 | K = 11                     | 2,0                  | 4,5 m                        | AK (Bogie)                      | $\mu = 1,22$                                     | Não aplicável              | $P = 131,89 \text{ kN/eixo}$  |                               | $F_h = 9,53 \text{ kN/m}$     | $p = 3,63 \text{ kN/m}^2$     |
|      |                              |                            |                      |                              | AK (SCU)                        | Não aplicável                                    | Não aplicável              | $q = 10,78 \text{ kN/m}$  |                               |                               | Não aplicável                 |
|      |                              |                            | 2,0                  | 4,5 m                        | HK-80                           | $\mu = 1,10$                                     | Não aplicável              | $P' = 217,8 \text{ kN/eixo}$  |                               |                               |                               |
|      | IRC:6 (Indiano)              | 70R                        | 2,0                  | 4,5 m                        | Tracked Vehicle                 | $\varphi = 1,10$                                 | Não aplicável              | $P = 84,25 \text{ kN/m}$  |                               | $F_h = 9,29 \text{ kN/m}$     | $P = 4,67 \text{ kN/m}^2$     |
|      |                              | A                          | 2,0                  | 4,5 m                        | VT                              | $\varphi = 1,21$                                 | Não aplicável              | Eixo nº 1 = Eixo nº 2   | $P = 32,79 \text{ kN}$        |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              |                                 |  |                            | Eixo nº 3 = Eixo nº 4   | $P = 138,43 \text{ kN}$       |                               |                               |
|      | Hong Kong                    | Não aplicável              | 3,0                  | 3,0 m                        | LM1 Via 1 (UDL + TS)            | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | $q_l = 4,77 \text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 360,0 \text{ kN/eixo}$ | $Q_{Ik} = 50,39 \text{ kN/m}$ | $q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ |
|      |                              |                            |                      |                              | LM1 Via 2 (UDL + TS)            |  |                            | $q_l = 4,78 \text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 200,0 \text{ kN/eixo}$ |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | LM1 Via 3 (UDL + TS)            |  |                            | $q_l = 4,78 \text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 100,0 \text{ kN/eixo}$ |                               |                               |
|      |                              |                            |                      |                              | LM2                             | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável              | $Q = 180 \text{ kN/eixo}$   |                               | $Q_{Ik} = 50,39 \text{ kN/m}$ | $q_{fk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ |
|      | NCP (Colombiano)             | Não aplicável              | 2,0                  | 4,5 m                        | HS20-44 + SCU                   | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$                  | $Q_l = 46,0 \text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 184,0 \text{ kN/eixo}$   | $q_u = 3,43 \text{ kN/m}^2$   | $F_f = 10,22 \text{ kN/m}$    | $q = 3,6 \text{ kN/m}^2$      |
|      |                              |                            |                      |                              | H20-44 + SCU                    | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$                  | $Q_k = 143,75 \text{ kN/eixo}$                                      | $q_u = 3,43 \text{ kN/m}^2$   |                               |                               |

**Legenda:** VT – Veículo Tipo; SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída; SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

| Vão                          | Regulamento / Norma / Manual | Classe da Ponte | Nº de vias fictícias  | Largura de cada via fictícia                       | Modelo de sobrecarga rodoviária                  |  |   |   | Força de frenagem            | Sobrecarga nos Passeios             |                                     |
|------------------------------|------------------------------|-----------------|-----------------------|--|--|--|---|---|------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|                              |                              |                 |                       |  | Tipo   | Fator de amplificação dinâmica                   | Fator de múltipla presença                                      | Intensidade das cargas  |                              |                                     |                                     |
| 20 m                         | RSA (Português)              | I               | Não aplicável         |  | VT   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 200\text{ kN/eixo}$  |                              | $F_f = 30,0\text{ kN/m}$            | $q = 3,0\text{ kN/m}^2$             |
|                              |                              |                 | SCU + SCL             | $q_l = 4,0\text{ kN/m}^2$ $q_2 = 50,0\text{ kN/m}$ |  |  |   |   |                              |                                     |                                     |
|                              | EC1-2 (Europeu)              | II              | 3,0                   | 3,0 m  | LM1 Via 1 (UDL + TS)                             | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $q_l = 6,3\text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 270,0\text{ kN/eixo}$ | $Q_{Ik} = 40,2\text{ kN/m}$         | $q_{\text{rk}} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |
|                              |                              |                 |                       |  | LM1 Via 2 (UDL + TS)                             |  |   | $q_l = 2,5\text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 160,0\text{ kN/eixo}$ |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  | LM1 Via 3 (UDL + TS)                             |  |   | $q_l = 2,5\text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 80,0\text{ kN/eixo}$  |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  | LM2  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q = 180\text{ kN/eixo}$  |                              | $Q_{Ik} = 40,2\text{ kN/m}$         | $q_{\text{rk}} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |
|                              | NBR (Brasileiro)             | 45              | Não aplicável         |  | VT   | $\varphi = 1,26$                                 | Não aplicável   | $Q_k = 151,2\text{ kN/eixo}$                                      |                              | $F_f = 15,0\text{ kN/m}$            | $p' = 3,0\text{ kN/m}^2$            |
|                              |                              |                 |                       |  | SCU  |  |   | $p = 6,3\text{ kN/m}^2$   |                              |                                     |                                     |
|                              | AASHTO (Norte-Americano)     | Não aplicável   | 2,0                   | 4,5 m  | HS20-44 + SCU                                    | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$   | $Q_l = 40,94\text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 163,76\text{ kN/eixo}$ | $q_u = 3,1\text{ kN/m}^2$    | $F_f = 9,10\text{ kN/m}$            | $q = 3,6\text{ kN/m}^2$             |
|                              |                              |                 |                       |  | H20-44 + SCU                                     | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$   | $Q_k = 127,88\text{ kN/eixo}$                                     | $q_u = 3,1\text{ kN/m}^2$    |                                     |                                     |
|                              | SATCC (Sul-Africano)         | Não aplicável   | 3,0                   | 3,0 m  | NA (1) Via 1                                     | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | $\beta_1 = 1,0$   | $Q_{a1} = 12,0\text{ kN/m}^2$                                     |                              | $F_{NA} = 53,3\text{ kN/m}$         | $q = 5,0\text{ kN/m}^2$             |
|                              |                              |                 |                       |  | NA (1) Via 2                                     |  | $\beta_2 = 0,96$  | $Q_{a2} = 11,5\text{ kN/m}^2$                                     |                              |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  | NA (1) Via 3                                     |  | $\beta_3 = 0,83$  | $Q_{a3} = 10,0\text{ kN/m}^2$                                     |                              |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  | NA (2) Via 1                                     | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $q_{a1} = 48\text{ kN/m}$   |                              |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  | NA (2) Via 2                                     |  |   | $q_{a2} = 33,9\text{ kN/m}$                                       |                              |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  | NA (2) Via 3                                     |  |   | $q_{a3} = 27,7\text{ kN/m}$                                       |                              |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  | NA (3)   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 200\text{ kN/eixo}$  |                              |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  | NB 36  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 360\text{ kN/eixo}$  |                              |                                     |                                     |
|                              | CAN/CSA (Canadiano)          | Não aplicável   | 2,0                   | 4,5 m  | CL-W Camião                                      | $\varphi = 1,25$                                 | $m = 0,9$   | Eixo nº 1   | $Q_l = 56,25\text{ kN}$      | $F_h = 20,45\text{ kN/m}$           | $p = 4,0\text{ kN/m}^2$             |
|                              |                              |                 |                       |  |  |  |   | Eixo nº 2   | $Q_2 = 140,63\text{ kN}$     |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  |  |  |   | Eixo nº 3   | $Q_3 = 140,63\text{ kN}$     |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  |  |  |   | Eixo nº 4   | $Q_4 = 196,88\text{ kN}$     |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  |  |  |   | Eixo nº 5   | $Q_5 = 168,75\text{ kN}$     |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  | CL-W Carga de Via                                | Não aplicável                                    | $m = 0,9$   | Eixo nº 1   | $Q_l = 36,0\text{ kN}$       |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  |  |  |   | Eixo nº 2   | $Q_2 = 90,0\text{ kN}$       |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  |  |  |   | Eixo nº 3   | $Q_3 = 90,0\text{ kN}$       |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  |  |  |   | Eixo nº 4   | $Q_4 = 126,0\text{ kN}$      |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  |  |  |   | Eixo nº 5   | $Q_5 = 108,0\text{ kN}$      |                                     |                                     |
|                              | Via 1 = Via 2                |                 | $q = 8,1\text{ kN/m}$ |  |  |  |   |   |                              |                                     |                                     |
|                              | SNiP (Russo)                 | K = 11          | 2,0                   | 4,5 m  | AK (Bogie)                                       | $\mu = 1,19$                                     | $s_1 = 1,0$   | Via 1 = Via 2   | $P = 127,89\text{ kN/eixo}$  | $F_h = 11,98\text{ kN/m}$           | $p = 3,53\text{ kN/m}^2$            |
|                              |                              |                 |                       |  | AK (SCU)   | Não aplicável                                    | $s_1 = 1,0$   | Via 1   | $q = 10,78\text{ kN/m}$      |                                     |                                     |
|                              |                              |                 | 2,0                   | 4,5 m  | HK-80  | $\mu = 1,10$                                     | Não aplicável   | Via 2   | $q = 6,47\text{ kN/m}$       |                                     | Não aplicável                       |
| $P' = 217,80\text{ kN/eixo}$ |                              |                 |                       |  |  |  |   |   |                              |                                     |                                     |
| IRC:6 (Indiano)              | 70R                          | 2,0             | 4,5 m                 | Tracked Vehicle                                    | $\varphi = 1,10$                                 | Não aplicável                                    | $P = 84,25\text{ kN/m/eixo}$                                    |   | $F_h = 12,31\text{ kN/m}$    | $P = 4,44\text{ kN/m}^2$            |                                     |
|                              | A                            | 2,0             | 4,5 m                 | VT   | $\varphi = 1,17$                                 | Não aplicável                                    | Eixo nº 1 = Eixo nº 2   | $P = 31,67\text{ kN}$   |                              |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       |  |  |  | Eixo nº 3 = Eixo nº 4   | $P = 133,73\text{ kN}$  |                              |                                     |                                     |
| Hong Kong                    | Não aplicável                | 3,0             | 3,0 m                 | LM1 Via 1 (UDL + TS)                               | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável                                    | Eixo nº 5 = Eixo nº 6 =<br>= Eixo nº 7 = Eixo nº 8              | $P = 79,77\text{ kN}$   | $Q_{Ik} = 51,18\text{ kN/m}$ | $q_{\text{rk}} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |                                     |
|                              |                              |                 |                       | LM1 Via 2 (UDL + TS)                               |  |  | $q_l = 4,77\text{ kN/m}^2$                                      | $Q_l = 360,0\text{ kN/eixo}$                                      |                              |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       | LM1 Via 3 (UDL + TS)                               |  |  | $q_l = 4,78\text{ kN/m}^2$                                      | $Q_l = 200,0\text{ kN/eixo}$                                      |                              |                                     |                                     |
|                              |                              |                 |                       | LM2  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável                                    | $Q = 180\text{ kN/eixo}$  |   |                              |                                     | $Q_{Ik} = 51,18\text{ kN/m}$        |
| NCP (Colombiano)             | Não aplicável                | 2,0             | 4,5 m                 | HS20-44 + SCU                                      | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$  | $Q_l = 46,0\text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 184,0\text{ kN/eixo}$ | $q_u = 3,43\text{ kN/m}^2$  | $F_f = 10,22\text{ kN/m}$    | $q = 3,6\text{ kN/m}^2$             |                                     |
|                              |                              |                 |                       | H20-44 + SCU                                       | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$  | $Q_k = 143,75\text{ kN/eixo}$                                   | $q_u = 3,43\text{ kN/m}^2$  |                              |                                     |                                     |

**Legenda:** VT – Veículo Tipo; SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída; SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

| Vão              | Regulamento / Norma / Manual | Classe da Ponte            | Nº de vias fictícias   | Largura de cada via fictícia | Modelo de sobrecarga rodoviária                  |  |   |   | Força de frenagem             | Sobrecarga nos Passeios       |                               |
|------------------|------------------------------|----------------------------|------------------------|------------------------------|--|--|---|---|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
|                  |                              |                            |                        |                              | Tipo   | Fator de amplificação dinâmica                   | Fator de múltipla presença  | Intensidade das cargas  |                               |                               |                               |
| 25 m             | RSA (Português)              | I                          | Não aplicável          |                              | VT   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 200\text{kN/eixo}$   |                               | $F_f = 30,0 \text{ kN/m}$     | $q = 3,0 \text{ kN/m}^2$      |
|                  | SCU + SCL                    | $q_l = 4,0 \text{ kN/m}^2$ |                        | $q_2 = 50,0 \text{ kN/m}$    |  |  |   |   |                               |                               |                               |
|                  | EC1-2 (Europeu)              | II                         | 3,0                    | 3,0 m                        | LM1 Via 1 (UDL + TS)                             | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $q_l = 6,3 \text{ kN/m}^2$  | $Q_l = 270,0 \text{ kN/eixo}$ | $Q_{Ik} = 41,25 \text{ kN/m}$ | $q_{Rk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ |
|                  |                              |                            |                        |                              | LM1 Via 2 (UDL + TS)                             |  |   | $q_l = 2,5 \text{ kN/m}^2$  | $Q_l = 160,0 \text{ kN/eixo}$ |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              | LM1 Via 3 (UDL + TS)                             |  |   | $q_l = 2,5 \text{ kN/m}^2$  | $Q_l = 80,0 \text{ kN/eixo}$  |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              | LM2  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q = 180 \text{ kN/eixo}$   |                               | $Q_{Ik} = 41,25 \text{ kN/m}$ | $q_{Rk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ |
|                  | NBR (Brasileiro)             | 45                         | Não aplicável          |                              | VT   | $\varphi = 1,23$                                 | Não aplicável   | $Q_k = 147,0 \text{ kN/eixo}$                                       |                               | $F_f = 15,0 \text{ kN/m}$     | $p' = 3,0 \text{ kN/m}^2$     |
|                  |                              |                            |                        |                              | SCU  |  |   | $p = 6,13 \text{ kN/m}^2$   |                               |                               |                               |
|                  | AASHTO (Norte-Americano)     | Não aplicável              | 2,0                    | 4,5 m                        | HS20-44 + SCU                                    | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$   | $Q_l = 40,94 \text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 163,76 \text{ kN/eixo}$ | $q_u = 3,1 \text{ kN/m}^2$    | $F_f = 9,57 \text{ kN/m}$     | $q = 3,6 \text{ kN/m}^2$      |
|                  |                              |                            |                        |                              | H20-44 + SCU                                     | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$   | $Q_k = 127,88 \text{ kN/eixo}$                                      | $q_u = 3,1 \text{ kN/m}^2$    |                               |                               |
|                  | SATCC (Sul-Africano)         | Não aplicável              | 3,0                    | 3,0 m                        | NA (1) Via 1                                     | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | $\beta_1 = 1,0$   | $Q_{a1} = 12 \text{ kN/m}^2$  |                               | $F_{NA} = 58,3 \text{ kN/m}$  | $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$      |
|                  |                              |                            |                        |                              | NA (1) Via 2                                     |  | $\beta_2 = 0,87$  | $Q_{a2} = 10,4 \text{ kN/m}^2$                                      |                               |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              | NA (1) Via 3                                     |  | $\beta_3 = 0,73$  | $Q_{a3} = 8,8 \text{ kN/m}^2$                                       |                               |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              | NA (2) Via 1                                     | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $q_{a1} = 48 \text{ kN/m}$  |                               |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              | NA (2) Via 2                                     |  |   | $q_{a2} = 33,9 \text{ kN/m}$  |                               |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              | NA (2) Via 3                                     |  |   | $q_{a3} = 27,7 \text{ kN/m}$  |                               |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              | NA (3)   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 200 \text{ kN/eixo}$   |                               |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              | NB 36  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 360 \text{ kN/eixo}$   |                               |                               |                               |
|                  | CAN/CSA (Canadiano)          | Não aplicável              | 2,0                    | 4,5 m                        | CL-W Camião                                      | $\varphi = 1,25$                                 | $m = 0,9$   | Eixo nº 1   | $Q_l = 56,25 \text{ kN}$      | $F_h = 20,45 \text{ kN/m}$    | $p = 4,0 \text{ kN/m}^2$      |
|                  |                              |                            |                        |                              |  |  |   | Eixo nº 2   | $Q_2 = 140,63 \text{ kN}$     |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              |  |  |   | Eixo nº 3   | $Q_3 = 140,63 \text{ kN}$     |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              |  |  |   | Eixo nº 4   | $Q_4 = 196,88 \text{ kN}$     |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              |  |  |   | Eixo nº 5   | $Q_5 = 168,75 \text{ kN}$     |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              | CL-W Carga de Via                                | Não aplicável                                    | $m = 0,9$   | Eixo nº 1   | $Q_l = 36,0 \text{ kN}$       |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              |  |  |   | Eixo nº 2   | $Q_2 = 90,0 \text{ kN}$       |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              |  |  |   | Eixo nº 3   | $Q_3 = 90,0 \text{ kN}$       |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              |  |  |   | Eixo nº 4   | $Q_4 = 126,0 \text{ kN}$      |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              |  |  |   | Eixo nº 5   | $Q_5 = 108,0 \text{ kN}$      |                               |                               |
|                  | Via 1 = Via 2                |                            | $q = 8,1 \text{ kN/m}$ |                              |  |  |   |   |                               |                               |                               |
|                  | SNiP (Russo)                 | K = 11                     | 2,0                    | 4,5 m                        | AK (Bogie)                                       | $\mu = 1,15$                                     | Não aplicável   | $P = 123,90 \text{ kN/eixo}$  |                               | $F_h = 14,97 \text{ kN/m}$    | $p = 3,43 \text{ kN/m}^2$     |
| AK (SCU)         |                              |                            |                        |                              | Não aplicável                                    | Não aplicável                                    | $q = 10,78 \text{ kN/m}$  |   |                               |                               |                               |
| 2,0              |                              |                            | 4,5 m                  | HK-80                        | $\mu = 1,10$                                     | Não aplicável                                    | $P' = 217,80 \text{ kN/eixo}$                                     |   | Não aplicável                 |                               |                               |
| IRC:6 (Indiano)  | 70R                          | 2,0                        | 4,5 m                  | Tracked Vehicle              | $\varphi = 1,10$                                 | Não aplicável                                    | $P = 84,25 \text{ kN/m/eixo}$                                     |   | $F_h = 12,31 \text{ kN/m}$    | $P = 4,22 \text{ kN/m}^2$     |                               |
|                  | A                            | 2,0                        | 4,5 m                  | VT                           | $\varphi = 1,15$                                 | Não aplicável                                    | Eixo nº 1 = Eixo nº 2   | $P = 30,92 \text{ kN}$  |                               |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        |                              |  |  | Eixo nº 3 = Eixo nº 4   | $P = 130,55 \text{ kN}$   |                               |                               |                               |
| Hong Kong        | Não aplicável                | 3,0                        | 3,0 m                  | LM1 Via 1 (UDL + TS)         | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável                                    | Eixo nº 5 = Eixo nº 6 =<br>= Eixo nº 7 = Eixo nº 8                | $P = 77,87 \text{ kN}$  | $Q_{Ik} = 51,98 \text{ kN/m}$ | $q_{Rk} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ |                               |
|                  |                              |                            |                        | LM1 Via 2 (UDL + TS)         |  |  | $q_l = 4,77 \text{ kN/m}^2$                                       | $Q_l = 360,0 \text{ kN/eixo}$                                       |                               |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        | LM1 Via 3 (UDL + TS)         |  |  | $q_l = 4,78 \text{ kN/m}^2$                                       | $Q_l = 200,0 \text{ kN/eixo}$                                       |                               |                               |                               |
|                  |                              |                            |                        | LM2                          | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável                                    | $Q = 180 \text{ kN/eixo}$   |   |                               |                               | $Q_{Ik} = 51,98 \text{ kN/m}$ |
| NCP (Colombiano) | Não aplicável                | 2,0                        | 4,5 m                  | HS20-44 + SCU                | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$  | $Q_l = 46,0 \text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 184,0 \text{ kN/eixo}$ | $q_u = 3,43 \text{ kN/m}^2$   | $F_f = 10,63 \text{ kN/m}$    | $q = 3,6 \text{ kN/m}^2$      |                               |
|                  |                              |                            |                        | H20-44 + SCU                 | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$  | $Q_k = 143,75 \text{ kN/eixo}$                                    | $q_u = 3,43 \text{ kN/m}^2$   |                               |                               |                               |

**Legenda:** VT – Veículo Tipo; SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída; SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

| Vão                                    | Regulamento / Norma / Manual | Classe da Ponte | Nº de vias fictícias | Largura de cada via fictícia                          | Modelo de sobrecarga rodoviária                  |  |  |  | Força de frenagem          | Sobrecarga nos Passeios     |                              |                         |
|--|------------------------------|-----------------|----------------------|---|--|--|--|--|----------------------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------|
|  |                              |                 |                      |   | Tipo   | Fator de amplificação dinâmica                   | Fator de múltipla presença   | Intensidade das cargas   |                            |                             |                              |                         |
| 30 m                                   | RSA (Português)              | I               | Não aplicável        |   | VT   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável  | $Q_k = 200\text{kN/eixo}$  |                            | $F_f = 30,0\text{ kN/m}$    | $q = 3,0\text{ kN/m}^2$      |                         |
|  |                              |                 | SCU + SCL            | $q_l = 4,0\text{ kN/m}^2$<br>$q_2 = 50,0\text{ kN/m}$ |  |  |  |  |                            |                             |                              |                         |
|  | EC1-2 (Europeu)              | II              | 3,0                  | 3,0 m   | LM1 Via 1 (UDL + TS)                             | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável  | $q_l = 6,3\text{ kN/m}^2$<br>$Q_l = 270,0\text{ kN/eixo}$  |                            | $Q_{Ik} = 42,3\text{ kN/m}$ | $q_{fk} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |                         |
|  |                              |                 |                      |   | LM1 Via 2 (UDL + TS)                             |  |  | $q_l = 2,5\text{ kN/m}^2$<br>$Q_l = 160,0\text{ kN/eixo}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   | LM1 Via 3 (UDL + TS)                             |  |  | $q_l = 2,5\text{ kN/m}^2$<br>$Q_l = 80,0\text{ kN/eixo}$   |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   | LM2  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável  | $Q = 180\text{ kN/eixo}$   |                            | $Q_{Ik} = 42,3\text{ kN/m}$ | $q_{fk} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |                         |
|  | NBR (Brasileiro)             | 45              | Não aplicável        |   | VT   | $\varphi = 1,19$                                 | Não aplicável  | $Q_k = 142,8\text{ kN/eixo}$   |                            | $F_f = 15,0\text{ kN/m}$    | $p' = 3,0\text{ kN/m}^2$     |                         |
|  |                              |                 |                      |   | SCU  |  |  | $p = 5,95\text{kN/m}^2$  |                            |                             |                              |                         |
|  | AASHTO (Norte-Americano)     | Não aplicável   | 2,0                  | 4,5 m   | HS20-44 + SCU                                    | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$  | $Q_l = 40,94\text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 163,76\text{ kN/eixo}$<br>$Q_k = 127,88\text{ kN/eixo}$ |                            | $q_u = 3,1\text{ kN/m}^2$   | $F_f = 11,12\text{ kN/m}$    | $q = 3,6\text{ kN/m}^2$ |
|  |                              |                 |                      |   | H20-44 + SCU                                     | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$  | $Q_k = 127,88\text{ kN/eixo}$<br>$q_u = 3,1\text{ kN/m}^2$   |                            |                             |                              |                         |
|  | SATCC (Sul-Africano)         | Não aplicável   | 3,0                  | 3,0 m   | NA (1) Via 1                                     | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | $\beta_1 = 1,0$  | $Q_{a1} = 12\text{ kN/m}^2$  |                            | $F_{NA} = 63,3\text{ kN/m}$ | $q = 4,56\text{ kN/m}^2$     |                         |
|  |                              |                 |                      |   | NA (1) Via 2                                     |  | $\beta_2 = 0,78$   | $Q_{a2} = 9,3\text{ kN/m}^2$   |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   | NA (1) Via 3                                     |  | $\beta_3 = 0,63$   | $Q_{a3} = 7,5\text{ kN/m}^2$   |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   | NA (2) Via 1                                     | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável  | $q_{a1} = 48\text{ kN/m}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   | NA (2) Via 2                                     |  |  | $q_{a2} = 33,9\text{ kN/m}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   | NA (2) Via 3                                     |  |  | $q_{a3} = 27,7\text{ kN/m}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   | NA (3)   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável  | $Q_k = 200\text{ kN/eixo}$   |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   | NB 36  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável  | $Q_k = 360\text{ kN/eixo}$   |                            |                             |                              |                         |
|  | CAN/CSA (Canadiano)          | Não aplicável   | 2,0                  | 4,5 m   | CL-W Camião                                      | $\varphi = 1,25$                                 | $m = 0,9$  | Eixo nº 1<br>$Q_l = 56,25\text{ kN}$   |                            | $F_h = 20,45\text{ kN/m}$   | $p = 4,0\text{ kN/m}^2$      |                         |
|  |                              |                 |                      |   |  |  |  | Eixo nº 2<br>$Q_2 = 140,63\text{ kN}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   |  |  |  | Eixo nº 3<br>$Q_3 = 140,63\text{ kN}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   |  |  |  | Eixo nº 4<br>$Q_4 = 196,88\text{ kN}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   |  |  |  | Eixo nº 5<br>$Q_5 = 168,75\text{ kN}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   | CL-W Carga de Via                                | Não aplicável                                    | $m = 0,9$  | Eixo nº 1<br>$Q_l = 36,0\text{ kN}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   |  |  |  | Eixo nº 2<br>$Q_2 = 90,0\text{ kN}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   |  |  |  | Eixo nº 3<br>$Q_3 = 90,0\text{ kN}$  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   |  |  |  | Eixo nº 4<br>$Q_4 = 126,0\text{ kN}$   |                            |                             |                              |                         |
| Eixo nº 5<br>$Q_5 = 108,0\text{ kN}$   |                              |                 |                      |   |  |  |  |  |                            |                             |                              |                         |
| Via 1 = Via 2<br>$q = 8,1\text{ kN/m}$ |                              |                 |                      |   |  |  |  |  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   |  |  |  |  |                            |                             |                              |                         |
| SNiP (Russo)                           | K = 11                       | 2,0             | 4,5 m                | AK (Bogie)  | $\mu = 1,11$                                     | Não aplicável                                    | $P = 119,9\text{ kN/eixo}$   |  | $F_h = 17,97\text{ kN/m}$  | $p = 3,33\text{ kN/m}^2$    |                              |                         |
|  |                              |                 |                      | AK (SCU)  | Não aplicável                                    | Não aplicável                                    | $q = 10,78\text{ kN/m}$  |  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              | 2,0             | 4,5 m                | HK-80   | $\mu = 1,10$                                     | Não aplicável                                    | $P' = 217,80\text{ kN/eixo}$   |  | Não aplicável              |                             |                              |                         |
| IRC:6 (Indiano)                        | 70R                          | 2,0             | 4,5 m                | Tracked Vehicle                                       | $\varphi = 1,10$                                 | Não aplicável                                    | $P = 84,25\text{ kN/m/eixo}$   |  | $F_h = 12,31\text{ kN/m}$  | $P = 4,0\text{ kN/m}^2$     |                              |                         |
|  | A                            | 2,0             | 4,5 m                | VT  | $\varphi = 1,13$                                 | Não aplicável                                    | Eixo nº 1 = Eixo nº 2<br>$P = 30,38\text{ kN}$   |  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      |   |  |  | Eixo nº 3 = Eixo nº 4<br>$P = 128,25\text{ kN}$  |  |                            |                             |                              |                         |
| Hong Kong                              | Não aplicável                | 3,0             | 3,0 m                | LM1 Via 1 (UDL + TS)                                  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável                                    | Eixo nº 5 = Eixo nº 6 =<br>= Eixo nº 7 = Eixo nº 8<br>$P = 76,5\text{ kN}$                       |  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      | LM1 Via 2 (UDL + TS)                                  |  |  | $q_l = 4,77\text{ kN/m}^2$<br>$Q_l = 360,0\text{ kN/eixo}$                                       |  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      | LM1 Via 3 (UDL + TS)                                  |  |  | $q_l = 4,78\text{ kN/m}^2$<br>$Q_l = 200,0\text{ kN/eixo}$                                       |  |                            |                             |                              |                         |
|  |                              |                 |                      | LM2   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável                                    | $q_l = 4,78\text{ kN/m}^2$<br>$Q_l = 100,0\text{ kN/eixo}$                                       |  |                            |                             |                              |                         |
| NCP (Colombiano)                       | Não aplicável                | 2,0             | 4,5 m                | HS20-44 + SCU   | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$  | $Q_l = 46,0\text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 184,0\text{ kN/eixo}$<br>$Q_k = 143,75\text{ kN/eixo}$ |  | $q_u = 3,43\text{ kN/m}^2$ | $F_f = 12,34\text{ kN/m}$   | $q = 3,6\text{ kN/m}^2$      |                         |
|  |                              |                 |                      | H20-44 + SCU  | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$  | $Q_k = 143,75\text{ kN/eixo}$<br>$q_u = 3,43\text{ kN/m}^2$                                      |  |                            |                             |                              |                         |

**Legenda:** VT – Veículo Tipo; SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída; SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.



| Vão              | Regulamento / Norma / Manual | Classe da Ponte           | Nº de vias fictícias | Largura de cada via fictícia | Modelo de sobrecarga rodoviária                  |  |   |   | Força de frenagem            | Sobrecarga nos Passeios           |                                   |               |
|------------------|------------------------------|---------------------------|----------------------|------------------------------|--|--|---|---|------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------|
|                  |                              |                           |                      |                              | Tipo   | Fator de amplificação dinâmica                   | Fator de múltipla presença                                      | Intensidade das cargas  |                              |                                   |                                   |               |
| 35 m             | RSA (Português)              | I                         | Não aplicável        |                              | VT   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 200\text{kN/eixo}$   |                              | $F_f = 30,0\text{ kN/m}$          | $q = 3,0\text{ kN/m}^2$           |               |
|                  | SCU + SCL                    | $q_l = 4,0\text{ kN/m}^2$ |                      | $q_2 = 50,0\text{ kN/m}$     |  |  |   |   |                              |                                   |                                   |               |
|                  | EC1-2 (Europeu)              | II                        | 3,0                  | 3,0 m                        | LM1 Via 1 (UDL + TS)                             | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $q_l = 6,3\text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 270,0\text{ kN/eixo}$ | $Q_{Ik} = 43,35\text{ kN/m}$      | $q_{\beta k} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | LM1 Via 2 (UDL + TS)                             |  |   | $q_l = 2,5\text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 160,0\text{ kN/eixo}$ |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | LM1 Via 3 (UDL + TS)                             |  |   | $q_l = 2,5\text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 80,0\text{ kN/eixo}$  |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | LM2  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q = 180\text{ kN/eixo}$  |                              | $Q_{Ik} = 43,35\text{ kN/m}$      | $q_{\beta k} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |               |
|                  | NBR (Brasileiro)             | 45                        | Não aplicável        |                              | VT   | $\varphi = 1,16$                                 | Não aplicável   | $Q_k = 138,6\text{ kN/eixo}$                                      |                              | $F_f = 15,0\text{ kN/m}$          | $p' = 3,0\text{ kN/m}^2$          |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | SCU  |  |   | $p = 5,78\text{kN/m}^2$   |                              |                                   |                                   |               |
|                  | AASHTO (Norte-Americano)     | Não aplicável             | 2,0                  | 4,5 m                        | HS20-44 + SCU                                    | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$   | $Q_l = 40,94\text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 163,76\text{ kN/eixo}$ | $q_u = 3,1\text{ kN/m}^2$    | $F_f = 12,67\text{ kN/m}$         | $q = 3,6\text{ kN/m}^2$           |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | H20-44 + SCU                                     | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$   | $Q_k = 127,88\text{ kN/eixo}$                                     | $q_u = 3,1\text{ kN/m}^2$    |                                   |                                   |               |
|                  | SATCC (Sul-Africano)         | Não aplicável             | 3,0                  | 3,0 m                        | NA (1) Via 1                                     | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | $\beta_1 = 1,0$   | $Q_{a1} = 12\text{ kN/m}^2$                                       |                              | $F_{NA} = 68,3\text{ kN/m}$       | $q = 4,23\text{ kN/m}^2$          |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | NA (1) Via 2                                     |  | $\beta_2 = 0,68$  | $Q_{a2} = 8,2\text{ kN/m}^2$                                      |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | NA (1) Via 3                                     |  | $\beta_3 = 0,52$  | $Q_{a3} = 6,3\text{ kN/m}^2$                                      |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | NA (2) Via 1                                     | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $q_{a1} = 48\text{ kN/m}$   |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | NA (2) Via 2                                     |  |   | $q_{a2} = 33,9\text{ kN/m}$                                       |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | NA (2) Via 3                                     |  |   | $q_{a3} = 27,7\text{ kN/m}$                                       |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | NA (3)   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 200\text{ kN/eixo}$  |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | NB 36  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 360\text{ kN/eixo}$  |                              |                                   |                                   |               |
|                  | CAN/CSA (Canadiano)          | Não aplicável             | 2,0                  | 4,5 m                        | CL-W Camião                                      | $\varphi = 1,25$                                 | $m = 0,9$   | Eixo nº 1   | $Q_l = 56,25\text{ kN}$      | $F_h = 20,45\text{ kN/m}$         | $p = 3,83\text{ kN/m}^2$          |               |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 2   | $Q_2 = 140,63\text{ kN}$     |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 3   | $Q_3 = 140,63\text{ kN}$     |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 4   | $Q_4 = 196,88\text{ kN}$     |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 5   | $Q_5 = 168,75\text{ kN}$     |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              | CL-W Carga de Via                                | Não aplicável                                    | $m = 0,9$   | Eixo nº 1   | $Q_l = 36,0\text{ kN}$       |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 2   | $Q_2 = 90,0\text{ kN}$       |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 3   | $Q_3 = 90,0\text{ kN}$       |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 4   | $Q_4 = 126,0\text{ kN}$      |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 5   | $Q_5 = 108,0\text{ kN}$      |                                   |                                   |               |
| Via 1 = Via 2    |                              | $q = 8,1\text{ kN/m}$     |                      |                              |  |  |   |   |                              |                                   |                                   |               |
| SNiP (Russo)     | K = 11                       | 2,0                       | 4,5 m                | AK (Bogie)                   | $\mu = 1,07$                                     | $s_1 = 1,0$                                      | Via 1 = Via 2   |   | $P = 115,90\text{ kN/eixo}$  | $F_h = 20,96\text{ kN/m}$         | $p = 3,23\text{kN/m}^2$           |               |
|                  |                              |                           |                      | AK (SCU)                     | Não aplicável                                    | $s_1 = 1,0$                                      | Via 1   | $q = 10,78\text{ kN/m}$   |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           | 2,0                  | 4,5 m                        | HK-80  | $\mu = 1,10$                                     | Não aplicável   |   | Via 2                        |                                   | $q = 6,47\text{ kN/m}$            | Não aplicável |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  |   |   | $P' = 217,80\text{ kN/eixo}$ |                                   |                                   |               |
| IRC:6 (Indiano)  | 70R                          | 2,0                       | 4,5 m                | Tracked Vehicle              | $\varphi = 1,10$                                 | Não aplicável                                    | $P = 84,25\text{ kN/m/eixo}$                                    |   | $F_h = 12,31\text{ kN/m}$    | $P = 3,90\text{ kN/m}^2$          |                                   |               |
|                  | A                            | 2,0                       | 4,5 m                | VT                           | $\varphi = 1,11$                                 | Não aplicável                                    | Eixo nº 1 = Eixo nº 2   | $P = 29,96\text{ kN}$   |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  | Eixo nº 3 = Eixo nº 4   | $P = 126,51\text{ kN}$  |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      |                              |  |  | Eixo nº 5 = Eixo nº 6 =<br>= Eixo nº 7 = Eixo nº 8              | $P = 75,46\text{ kN}$   |                              |                                   |                                   |               |
| Hong Kong        | Não aplicável                | 3,0                       | 3,0 m                | LM1 Via 1 (UDL + TS)         | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável                                    | $q_l = 4,77\text{ kN/m}^2$                                      | $Q_l = 360,0\text{ kN/eixo}$                                      | $Q_{Ik} = 53,57\text{ kN/m}$ | $q_{\beta k} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      | LM1 Via 2 (UDL + TS)         |  |  | $q_l = 4,78\text{ kN/m}^2$                                      | $Q_l = 200,0\text{ kN/eixo}$                                      |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      | LM1 Via 3 (UDL + TS)         |  |  | $q_l = 4,78\text{ kN/m}^2$                                      | $Q_l = 100,0\text{ kN/eixo}$                                      |                              |                                   |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      | LM2                          | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável                                    | $Q = 180\text{ kN/eixo}$  |   | $Q_{Ik} = 53,57\text{ kN/m}$ | $q_{\beta k} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |                                   |               |
| NCP (Colombiano) | Não aplicável                | 2,0                       | 4,5 m                | HS20-44 + SCU                | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$  | $Q_l = 46,0\text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 184,0\text{ kN/eixo}$ | $q_u = 3,43\text{ kN/m}^2$  | $F_f = 14,06\text{kN/m}$     | $q = 3,6\text{ kN/m}^2$           |                                   |               |
|                  |                              |                           |                      | H20-44 + SCU                 | $\varphi = 1,15$                                 | $m = 1,0$  | $Q_k = 143,75\text{ kN/eixo}$                                   | $q_u = 3,43\text{ kN/m}^2$  |                              |                                   |                                   |               |

**Legenda:** VT – Veículo Tipo; SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída; SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.

| Vão               | Regulamento / Norma / Manual | Classe da Ponte           | Nº de vias fictícias | Largura de cada via fictícia | Modelo de sobrecarga rodoviária                  |  |   |   | Força de frenagem            | Sobrecarga nos Passeios      |                              |
|-------------------|------------------------------|---------------------------|----------------------|------------------------------|--|--|---|---|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
|                   |                              |                           |                      |                              | Tipo   | Fator de amplificação dinâmica                   | Fator de múltipla presença                                      | Intensidade das cargas  |                              |                              |                              |
| 40 m              | RSA (Português)              | I                         | Não aplicável        |                              | VT   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 200\text{kN/eixo}$   |                              | $F_f = 30,0\text{ kN/m}$     | $q = 3,0\text{ kN/m}^2$      |
|                   | SCU + SCL                    | $q_l = 4,0\text{ kN/m}^2$ |                      | $q_2 = 50,0\text{ kN/m}$     |  |  |   |   |                              |                              |                              |
|                   | EC1-2 (Europeu)              | II                        | 3,0                  | 3,0 m                        | LM1 Via 1 (UDL + TS)                             | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $q_l = 6,3\text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 270,0\text{ kN/eixo}$ | $Q_{fk} = 44,40\text{ kN/m}$ | $q_{fk} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |
|                   |                              |                           |                      |                              | LM1 Via 2 (UDL + TS)                             |  |   | $q_l = 2,5\text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 160,0\text{ kN/eixo}$ |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              | LM1 Via 3 (UDL + TS)                             |  |   | $q_l = 2,5\text{ kN/m}^2$   | $Q_l = 80,0\text{ kN/eixo}$  |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              | LM2  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q = 180\text{ kN/eixo}$  |                              | $Q_{fk} = 44,40\text{ kN/m}$ | $q_{fk} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |
|                   | NBR (Brasileiro)             | 45                        | Não aplicável        |                              | VT   | $\phi = 1,12$                                    | Não aplicável   | $Q_k = 134,4\text{kN/eixo}$                                       |                              | $F_f = 15,0\text{ kN/m}$     | $p' = 3,0\text{ kN/m}^2$     |
|                   |                              |                           |                      |                              | SCU  |  |   | $p = 5,60\text{kN/m}^2$   |                              |                              |                              |
|                   | AASHTO (Norte-Americano)     | Não aplicável             | 2,0                  | 4,5 m                        | HS20-44 + SCU                                    | $\phi = 1,15$                                    | $m = 1,0$   | $Q_l = 40,94\text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 163,76\text{ kN/eixo}$ | $q_u = 3,1\text{ kN/m}^2$    | $F_f = 14,22\text{ kN/m}$    | $q = 3,6\text{ kN/m}^2$      |
|                   |                              |                           |                      |                              | H20-44 + SCU                                     | $\phi = 1,15$                                    | $m = 1,0$   | $Q_k = 127,88\text{ kN/eixo}$                                     | $q_u = 3,1\text{ kN/m}^2$    |                              |                              |
|                   | SATCC (Sul-Africano)         | Não aplicável             | 3,0                  | 3,0 m                        | NA (1) Via 1                                     | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | $\beta_1 = 1,0$   | $Q_{a1} = 11,5\text{ kN/m}^2$                                     |                              | $F_{NA} = 73,3\text{ kN/m}$  | $q = 3,95\text{ kN/m}^2$     |
|                   |                              |                           |                      |                              | NA (1) Via 2                                     |  | $\beta_2 = 0,67$  | $Q_{a2} = 7,7\text{ kN/m}^2$                                      |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              | NA (1) Via 3                                     |  | $\beta_3 = 0,50$  | $Q_{a3} = 5,7\text{ kN/m}^2$                                      |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              | NA (2) Via 1                                     | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $q_{a1} = 48\text{ kN/m}$   |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              | NA (2) Via 2                                     |  |   | $q_{a2} = 33,9\text{ kN/m}$                                       |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              | NA (2) Via 3                                     |  |   | $q_{a3} = 27,7\text{ kN/m}$                                       |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              | NA (3)   | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 200\text{ kN/eixo}$  |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              | NB 36  | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável   | $Q_k = 360\text{ kN/eixo}$  |                              |                              |                              |
|                   | CAN/CSA (Canadiano)          | Não aplicável             | 2,0                  | 4,5 m                        | CL-W Camião                                      | $\phi = 1,25$                                    | $m = 0,9$   | Eixo nº 1   | $Q_l = 56,25\text{ kN}$      | $F_h = 20,45\text{ kN/m}$    | $p = 3,67\text{ kN/m}^2$     |
|                   |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 2   | $Q_2 = 140,63\text{ kN}$     |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 3   | $Q_3 = 140,63\text{ kN}$     |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 4   | $Q_4 = 196,88\text{ kN}$     |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              |  |  |   | Eixo nº 5   | $Q_5 = 168,75\text{ kN}$     |                              |                              |
| CL-W Carga de Via |                              |                           |                      |                              | Não aplicável                                    | $m = 0,9$  | Eixo nº 1   | $Q_l = 36,0\text{ kN}$  |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              |  |  | Eixo nº 2   | $Q_2 = 90,0\text{ kN}$  |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              |  |  | Eixo nº 3   | $Q_3 = 90,0\text{ kN}$  |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              |  |  | Eixo nº 4   | $Q_4 = 126,0\text{ kN}$   |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              |  |  | Eixo nº 5   | $Q_5 = 108,0\text{ kN}$   |                              |                              |                              |
| Via 1 = Via 2     |                              | $q = 8,1\text{ kN/m}$     |                      |                              |  |  |   |   |                              |                              |                              |
| SNiP (Russo)      | K = 11                       | 2,0                       | 4,5 m                | AK (Bogie)                   | $\mu = 1,04$                                     | $s_1 = 1,0$                                      | Via 1 = Via 2   | $P = 111,91\text{ kN/eixo}$                                       | $F_h = 23,96\text{ kN/m}$    | $p = 3,14\text{kN/m}^2$      |                              |
|                   |                              |                           |                      | AK (SCU)                     | Não aplicável                                    | $s_1 = 1,0$                                      | Via 1   | $q = 10,78\text{ kN/m}$   |                              |                              |                              |
|                   |                              | $s_1 = 0,60$              | Via 2                | $q = 6,47\text{ kN/m}$       | Não aplicável                                    | $P' = 217,80\text{ kN/eixo}$                     |   | Não aplicável   |                              |                              |                              |
| IRC:6 (Indiano)   | 70R                          | 2,0                       | 4,5 m                | Tracked Vehicle              | $\phi = 1,10$                                    | Não aplicável                                    | $P = 84,25\text{ kN/m/eixo}$                                    |   | $F_h = 12,31\text{ kN/m}$    | $P = 3,72\text{ kN/m}^2$     |                              |
|                   | A                            | 2,0                       | 4,5 m                | VT                           | $\phi = 1,10$                                    | Não aplicável                                    | Eixo nº 1 = Eixo nº 2   | $P = 29,64\text{ kN}$   |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      |                              |  |  | Eixo nº 3 = Eixo nº 4   | $P = 125,15\text{ kN}$  |                              |                              |                              |
| Hong Kong         | Não aplicável                | 3,0                       | 3,0 m                | LM1 Via 1 (UDL + TS)         | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável                                    | $q_l = 4,77\text{ kN/m}^2$                                      | $Q_l = 360,0\text{ kN/eixo}$                                      | $Q_{fk} = 54,36\text{ kN/m}$ | $q_{fk} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |                              |
|                   |                              |                           |                      | LM1 Via 2 (UDL + TS)         |  |  | $q_l = 4,78\text{ kN/m}^2$                                      | $Q_l = 200,0\text{ kN/eixo}$                                      |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      | LM1 Via 3 (UDL + TS)         |  |  | $q_l = 4,78\text{ kN/m}^2$                                      | $Q_l = 100,0\text{ kN/eixo}$                                      |                              |                              |                              |
|                   |                              |                           |                      | LM2                          | Implícitos nos valores caraterísticos das cargas | Não aplicável                                    | $Q = 180\text{ kN/eixo}$  |   | $Q_{fk} = 54,36\text{ kN/m}$ | $q_{fk} = 5,0\text{ kN/m}^2$ |                              |
| NCP (Colombiano)  | Não aplicável                | 2,0                       | 4,5 m                | HS20-44 + SCU                | $\phi = 1,15$                                    | $m = 1,0$  | $Q_l = 46,0\text{ kN/eixo};$<br>$Q_2=Q_3= 184,0\text{ kN/eixo}$ | $q_u = 3,43\text{ kN/m}^2$  | $F_f = 15,78\text{kN/m}$     | $q = 3,6\text{ kN/m}^2$      |                              |
|                   |                              |                           |                      | H20-44 + SCU                 | $\phi = 1,15$                                    | $m = 1,0$  | $Q_k = 143,75\text{ kN/eixo}$                                   | $q_u = 3,43\text{ kN/m}^2$  |                              |                              |                              |

**Legenda:** VT – Veículo Tipo; SCU – Sobrecarga uniformemente distribuída; SCL – Sobrecarga linearmente distribuída.